

Niko Sariola

ULOKEPARVEKKEIDEN KORJAUSME- NETELMÄT JA KANTAVUUDEN LAS- KENNALLINEN SELVITTÄMINEN

Rakennetun ympäristön tiedekunta
Diplomityö
Kesäkuu 2019

TIIVISTELMÄ

Niko Sariola: Ulokeparvekkeiden korjausmenetelmät ja kantavuuden laskennallinen selvittäminen
Diplomityö
Tampereen yliopisto
Rakennetekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma
Kesäkuu 2019

Tässä tutkimuksessa perehdyttiin ulokeparvekkeiden historiaan, vaurioitumiseen ja korjausmenetelmiin. Tutkimuksen päätavoitteena oli tutkia ulokeparvekerakenteiden kantavuuden selvitystä nykyisillä ja korjatuilla rakenteilla sekä uusittujen rakenteiden kantavuuden mitoittamista. Tietojen pohjalta kehitetään laskentaohjelma olemassa olevien ja uusittujen ulokeparvekkeiden kantavuuden mitoittamiseen. Lisäksi tavoitteena on kehittää menettelytapa ulokeparvekekorjausprojektien suunnittelun läpivientiin.

Diplomityö toteutetaan laadullisena eli kvalitatiivisena tutkimuksena. Tutkimus toteutetaan kirjallisuusanalyysin ja tapaustutkimuksen yhdistelmänä. Tutkimuksessa selvittämään ulokeparvekerakenteiden toteutus- ja mitoitus tapaa eri aikakausina kirjallisuudesta löytyvän tiedon avulla. Tätä tietoa verrataan omakohtaisiin kokemuksiin, alan kokeneempien asiantuntijoiden näkemyksiin ja korjauskohteissa havaittuihin ominaispiirteisiin.

Kantavuuden selvitys toteutetaan pääosin laskennallisilla menetelmillä. Laskennallisten menetelmien käyttämistä varten tarvitaan mahdollisimman tarkat lähtötiedot, joita hankitaan vanhojen suunnitelmien, kartoitusten, tutkimusten ja vanhojen määräysten avulla. Vanhojen rakennusmääräysten pohjalta on määritetty laskentaohjelmaan eri aikajaksoina käytettyjen materiaaliominaisuuksien arvot. Kantavuuden selvityksessä tarkastellaan myös uuden ja vanhan rakenteen yhteistoimintaa.

Laskentaohjelmaa hyödynnetään tapaustutkimuksissa. Tapaustutkimuksissa käsitellään kahden kohteen parvekkeiden suunnittelua laskentaohjelmaa hyödyntäen. Lisäksi tapaustutkimuksessa perehdytään jo toteutettujen kohteiden korjauksien toteuttamiseen ja tarkastetaan rakenteiden kantavuus laskentaohjelmalla sekä vertaillaan tuloksia kohteiden välillä.

Kantavuuden selvittämisen ja mitoittamisen lisäksi tutkimuksessa on otettu kantaa myös parvekekorjausten kosteustekniseen toimivuuteen ja liitosdetaljien toteutukseen.

Avainsanat: rakennesuunnittelu, korjausrakentaminen, teräsbetoni, ulokeparvekkeet, kantavuusanalyysi, mitoitusohjelma

Tämän julkaisun alkuperäisyys on tarkastettu Turnitin OriginalityCheck –ohjelmalla.

ABSTRACT

Niko Sariola: Methods for Repairing and Calculating the Load Capacity of Cantilever Balconies
Master of Science Thesis
Tampere University
Master's Degree Programme in Civil Engineering
June 2019

This thesis explores the history, damaging mechanisms, and repair methods used in modernizing cantilever balconies. The main objective of this thesis is to study the load bearing capacity of non-refurbished and modernized protruding balconies and to determine the load bearing capacity of the renewed structures. Based on the findings of this thesis, a design software is developed for analyzing the load bearing capacity of existing and renewed cantilever balconies. In addition, the aim is to develop a procedure for carrying out modernization projects of protruding balconies.

This thesis is executed as a qualitative research. The research is carried out as a combination of a literature analysis and a case study. With the help of literature, this thesis investigates the methods utilized in different eras for designing and constructing cantilever balconies. This information is compared with personal experiences, the views of experienced experts, and the characteristics found in the repair sites used as case studies.

The load bearing analysis is mainly carried out using computational methods. Old plans, surveys and regulations are used to acquire the accurate data that is necessary using this method. Based on the old building regulations, the values of material properties used in the calculation program for different time periods have been determined. The load bearing analysis also examines the co-operation between the new and the old structure.

The design software is utilized in the case studies for designing the modernized structures. In addition, the case studies examine the repairs of already renewed balconies and compares the load bearing capacity using traditional calculations and the design software.

In addition to determining and calculating the load bearing capacity, the moisture performance of the structure and joint details are considered.

Keywords: structural engineering, modernization construction, reinforced concrete, cantilever balconies, load bearing analysis, design software

The originality of this thesis has been checked using the Turnitin OriginalityCheck service.

ALKUSANAT

Tämä tutkimus tehtiin osana Tampereen yliopiston maisterivaiheen opintoja konsulttitoimiston Sweco asiantuntijapalvelut Oy:n toimeksiantona. Haluan kiittää Sakari Siikaojaa työn ohjausesta tutkimustyön aikana ja muissakin rakennesuunnitteluprojekteissa. Työn tarkastajia ja ohjaajia professori Matti Penttiä sekä tekniikan tohtoria Olli Kerokoskea haluan kiittää heidän antamistaan kommentteista ja työn kehitysehdotuksista.

Diplomityön tekeminen on ollut pitkä ja välillä raskaskin prosessi vakituisen työn ohella. Haluankin myös kiittää kaikkia Sweco asiantuntijapalvelut Oy:n rakennesuunnittelijoita hyvästä ja tukevasta työilmapiiristä sekä tiedon jakamisesta nuoremmille suunnittelijoille. Lopuksi haluan vielä kiittää kaikkia opiskelukavereitani ja perhettäni heidän loputtomasta tuestansa sekä kannustuksesta.

SISÄLLYSLUETTELO

1. JOHDANTO	1
1.1 Tutkimuksen tausta	1
1.2 Tutkimuksen kohde ja tutkimuksen rajausta	2
1.3 Tutkimuskysymys ja tutkimuksen tavoitteet	2
1.4 Työn eteneminen ja raportin rakenne	3
2. PARVEKERAKENTAMINEN SUOMESSA	4
2.1 Ulokeparvekkeen historia ja rakenteellinen toiminta	4
2.1.1 Ratakiskokannatteen ulokeparveke	5
2.1.2 Vetoteräskannatteen ulokeparveke	7
2.2 Materiaaliominaisuudet	9
2.2.1 Betoni	9
2.2.2 Ratakiskot	13
2.2.3 Raudoitteet	14
2.3 Vanhat määräykset	15
3. KORJAUSTARVE	19
3.1 Parvekkeiden vaurioitumismekanismit	19
3.1.1 Raudoitteiden korroosio ja betonin karbonatisoituminen	20
3.1.2 Betonin pakkasrapautuminen	24
3.2 Kuntoarvio	25
3.3 Kuntotutkimus	27
3.3.1 Raudoitteiden korroosion tutkimusmenetelmät	27
3.3.2 Pakkaskestävyyden ja rapautumisen tutkimusmenetelmät	28
3.3.3 Kiinnityksien tutkiminen	30
3.3.4 Betonin materiaaliominaisuuksien tutkiminen	30
3.4 Parvekkeiden korjausmenetelmät	31
3.5 Säilyttävä korjaus	32
3.5.1 Huoltomaalaus	32
3.5.2 Suojaava pinnoitus	32
3.5.3 Perusteellinen pinnoitus- ja paikkauskorjaus	33
3.5.4 Valukorjaus	34
3.6 Uusiva korjaus	35
3.7 Erikoismenetelmät	36
4. PARVEKEKORJAUSTEN SUUNNITTELU	37
4.1 Vanhan rakenteen kantavuuden selvittäminen	37
4.1.1 Menetelmät	38
4.1.2 Lähtötiedot	40
4.1.3 Vanhan rakenteen kantavuuden laskeminen	41
4.1.4 Riittävän kantavuuden toteaminen	43
4.2 Liitokset rakennuksen runkoon	44
4.2.1 Vetoteräsparvekkeen liitos	44
4.2.2 Kiskokannatteen parvekkeen liitos	48
4.3 Kosteustekninen toiminta	50

4.4	Käyttöikä	54
4.5	Uusitun rakenteen kantavuuden laskeminen	57
4.5.1	Voimassa olevat määräykset	58
4.6	Vetoteräsparvekkeen mitoitus	60
4.6.1	Taivutuskestävyys	61
4.6.2	Leikkauskestävyys	69
4.6.3	Käyttörajatila	72
4.6.4	Reunapalkin vääntökestävyys	78
4.7	Teräspalkkikannatteisen parvekkeen mitoitus	80
4.8	Uusitun rakenteen mitoittamisen riskien arviointi	81
5.	TUTKIMUSMENETELMÄT	83
5.1	Tutkimusote	83
5.2	Kantavuuden laskentaohjelma	83
5.2.1	Ohjelman osat	84
5.2.2	Ohjelman käyttö tutkimuksessa	89
5.3	Tapaustutkimukset	89
6.	TULOKSET	90
6.1	Case-1: Vetoteräksellisten parvekkeiden mitoitus	90
6.1.1	Talo 1. Rakennusvuosi 1952	90
6.1.2	Talo 2. Rakennusvuosi 1940	93
6.1.3	Talo 3. Rakennusvuosi 1936	96
6.2	Case-2: Ratakiskokannatteisten parvekkeiden mitoitus	99
6.2.1	Parveke B-porras	102
6.2.2	Parveke C-porras	105
6.2.3	Parvekkeiden detaljit	107
6.3	Toteutetun kohteen tutkimus 1: Vetoteräksellinen uusittu parveke ...	110
6.3.1	Yleistiedot	110
6.3.2	Tutkimukset	111
6.3.3	Rakenne ja vauriot	113
6.3.4	Korjaustapa	113
6.3.5	Analysointi	117
6.4	Toteutetun kohteen tutkimus 2: Ratakiskokannatteinen uusittu parveke	
	119	
6.4.1	Yleistiedot	119
6.4.2	Tutkimukset	119
6.4.3	Rakenne ja vauriot	120
6.4.4	Korjaustapa	121
6.4.5	Analysointi	123
6.5	Toteutetun kohteen tutkimus 3: Korjattu ulokeparveke	125
6.5.1	Yleistiedot	125
6.5.2	Tutkimukset	125
6.5.3	Rakenne ja vauriot	127
6.5.4	Korjaustapa	128
6.5.5	Analysointi	129
7.	TULOSTEN TARKASTELU	131
7.1	Kirjallisuusanalyysin tulokset	131

7.2	Tapaustutkimuksien tulokset	132
7.3	Menettelytapa parvekekorjausprojekteissa.....	134
LÄHTEET		139

LIITE 1: CASE 1: TALON 1 VANHAN PARVEKKEEN KANTAVUUDEN TARKISTUS
 LIITE 2: CASE 1: TALON 1 UUDEN PARVEKKEEN KANTAVUUDEN MITOITUS
 LIITE 3: CASE 1: TALON 2 UUDEN PARVEKKEEN KANTAVUUDEN MITOITUS
 LIITE 4: CASE 1: TALON 3 UUDEN PARVEKKEEN KANTAVUUDEN MITOITUS
 LIITE 5: CASE 2: B-PORTAAN UUDEN PARVEKKEEN KANTAVUUDEN MITOITUS
 LIITE 6: CASE 2: C-PORTAAN UUDEN PARVEKKEEN KANTAVUUDEN MITOITUS
 LIITE 7: TOTEUTETTU KOHDE 1: VANHAN PARVEKERAKENTTEEN KANTAVUUDEN TARKISTUS
 LIITE 8: TOTEUTETTU KOHDE 2: UUDEN PARVEKERAKENTTEEN KANTAVUUDEN TARKISTUS
 LIITE 9: TOTEUTETTU KOHDE 3: KORJATUN PARVEKERAKENTTEEN KANTAVUUDEN TARKISTUS VETOTERÄKSILLÄ
 LIITE 10: TOTEUTETTU KOHDE 3: KORJATUN PARVEKERAKENTTEEN KANTAVUUDEN TARKISTUS RATAKISKOILLA

LYHENTEET JA MERKINNÄT

by	Suomen betoniyhdistys
KH	Rakennustiedon julkaisema KH-kortisto
RakMK	Suomen rakennusmääräyskokoelma
RIL	Rakennusinsinööriliitto
RT	Rakennustieto
RTT	Rakennustuoteteollisuus
SKOL	Suunnittelu- ja konsultointialan yritysten toimialajärjestö
YM	Ympäristöministeriö
YMA	Ympäristöministeriön asetus
RIY	Rakennusinsinöriyhdistys r.y (RIL edeltäjä)
SisMp	Sisäasiainministeriön päätös
SFS-EN	Eurokoodien standardi
Sa2	Puhtausaste
1/r	Rakenteen kaarevuus
1/r _I	Rakenteen kaarevuus halkeamaton tila
1/r _{II}	Rakenteen kaarevuus haljennut tila
1/r _{CS}	Rakenteen kutistuman aiheuttama kaarevuus
a _{CS}	Kutistumasta aiheutuva taipuma
a _M	Kuormituksista aiheutuva taipuma
a _{max}	Taipumaan yläraja
A _i	Muunnettu poikkileikkaus ala
A _c	Betonin poikkileikkauspinta-ala
A _{c,eff}	Tehollinen pinta-ala
A _k	Tehollisen poikkileikkauksen kotelon rajaama pinta-ala
A _{s,min,1}	Minimiraudoitusala vaihtoehto 1
A _{s,min,2}	Minimiraudoitusala vaihtoehto 2
A _{s1}	Vetoterästen poikkileikkauksen pinta-ala
A _{s2}	Puristusterästen poikkileikkauksen pinta-ala
A _{sL}	Pituussuunnan raudoituksen pinta-ala
A _{s,req'd}	Vaadittava raudoitus pinta-ala
A _{s,u}	Todellinen lisäraudoituksen pinta-ala
A _{sw}	Hakaraudoituksen pinta-ala
A _v	Leikkauspinta-ala
C _{cr,N}	Kriittinen reunaetäisyys betonin kartiomurtumiselle
C _{cr,sp}	Kriittinen reunaetäisyys halkeamismurtumiselle
C _{Rd,c}	Betonin materiaali varmuuteen liittyvä kerroin
d _i	Injektointisyvyys
d ₁	Vetoterästen tehollinen korkeus
d ₂	Puristusterästen tehollinen korkeus
E _c	Betonin kimmokerroin
E _{c,eff}	Betonin tehollinen kimmokerroin
E _s	Teräksen kimmokerroin
f _{B,p} ja f _B	Betonilujuuden vaikutustekijät
f _{1,N} , f _{2,N} , f _{1,sp} ja f _{2,sp}	Reunaetäisyyden vaikutustekijät
f _{3,N} ja f _{3,sp}	Keskiöetäisyyden vaikutustekijät
f ₄	Keskiö- ja reunaetäisyyden vaikutustekijä
f _β	Voiman kulman vaikutustekijä
f _c	Reunaetäisyyden vaikutustekijä
f _{cd}	Betonin lieriölujuuden mitoitusarvo
f _{ck}	Betonin lieriölujuuden ominaisarvo
f _{ctm}	Betonin keskimääräinen vetolujuus
f _{ctd}	Betonin vetolujuuden mitoitusarvo
f _{ct,eff}	Betonin vetolujuuden tehollinen arvo
F _d	Murtorajatilan mitoittavakuorma
f _{h,p} , f _{h,N} ja f _{hef}	Ankkurointisyvyyden vaikutustekijät
f _h	Alusmateriaalin paksuuden vaikutustekijä
F _N	Puristusvoima

$f_{re,N}$	Raudoituksen vaikutustekijä
F_v	Vetovoima
f_y	Teräslaadun myötölujuus
f_{yd}	Raudoituksen mitoitusmurtolujuus
$f_{yd,v}$	Vanhan raudoitteen mitoitusmurtolujuus
f_{yk}	Raudoituksen ominaismurtolujuus
f_{yLd}	Pituussuunnan raudoituksen mitoitus myötölujuus
f_{ywd}	Hakaraudoituksen mitoitus myötölujuus
$G_{k,j}$	Pysyvien kuormien ominaisarvo
$h_{c,ef}$	Tehollinen korkeus
h_{ef}	Tehollinen ankkurointisyyvyys
$h_{ef,typ}$	Tyypillinen ankkurointisyyvyys
l_i	Jäyhyysmomentti halkeilematon tila
l_{II}	Jäyhyysmomentti haljennut tila
l_c	Betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti
l_y	Jäyhyysmomentti y-akselin ympäri
$l_{y,käytetty}$	Jäyhyysmomentti y-akselin ympäri käytetyllä rataksella
k_1	Puristuksen kerroin
k_a	Ankkuroinnin pienennyskerroin
k_b	Raudoitteen tartuntakerroin
k_c	Jännitysjakauman kerroin
K_{cs}	Tuennasta ja kuormituksesta riippuva kerroin
k_r	Korroosion pienentämän raudoituksen pinta-alan kerroin
k_t	Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin
k_v	Vanha raudoitejako
l_{b0}	Ankkuroinnin peruspituus
$M_{c,Rd}$	Teräksen taivutuskestävyys
M_{Ed}	Mitoitusmomentti
M_{Ek}	Käyttörajan momentti
$M_{R,cr}$	Halkeilumomentti
$M_{Rd,v}$	Vanhan rakenteen momenttikestävyys
N_{Rd}	Ulosvetokestävyys
$N_{Rd,s}$	Teräksen vetokapasiteetti
$N_{Rd,sp}$	Betonin halkeamismurtumisen kapasiteetti
$N_{Rd,p}$	Tartunnan pettämisen ja betonin kartiomurtumisen kapasiteetti
$N_{Rd,c}$	Betonin kartiomurron kapasiteetti
$N^0_{Rd,p}$	Tartunnan pettämisen ja betonin kartiomurtumisen om.kapasiteetti
$N^0_{Rd,c}$	Betonin kartiomurron ominaiskapasiteetti
n_v	Leikkausraudoitteiden määrä
$s_{cr,N}$	Kriittinen keskiöetäisyys betonin kartiomurtumiselle
$s_{cr,sp}$	Kriittinen keskiöetäisyys kartiomurtumiselle
$Q_{k,j}$	Muuttuvien kuormien ominaisarvo
q_k	Ominaishyötykuorma
q_d	Mitoitus hyötykuorma
$S_{r,max}$	Maksimihalkeamaväli
S_I	Staattinen momentti halkeamattomassa tilassa
S_{II}	Staattinen momentti haljenneessa tilassa
t_{ef}	Tehollisen poikkileikkauksen paksuus
T	Vääntö
$T_{c,Rd}$	Halkeilukestävyys väännölle
T_{Rd}	Vääntökestävyys
$T_{Rd,max}$	Betonisten puristussauvojen kestävyys yläraja
$T_{Rd,s}$	Poikkileikkaukselle vääntökestävyys
u_k	Tehollisen poikkileikkauksen rajaama piiri
V_d	Mitoitusleikkausvoima
$V_{el,Rd}$	Teräksen leikkauskapasiteetti
V_{Rd}	Leikkauskestävyys
$V_{Rd,s}$	Teräksen kapasiteetti leikkaukselle
$V_{Rd,cp}$	Betonin kampeamismurtokapasiteetti
$V_{Rd,c}$	Betonin reunamurtumisen kapasiteetti

$V_{Rd,c}^0$	Betonin reunamurtumisen ominaiskapasiteetti
W_I	Taivutusvastus halkeilematon tila
w_k	Halkeamaleveys
w_{max}	Halkeamaleveyden maksimiarvo
W_y	Taivutusvastus y-akselin ympäri
$w_{y,käytetty}$	Taivutusvastus y-akselin ympäri käytetyllä rataakisko
X_I	Puristusvyöhykkeen korkeus halkeilematon tila
X_{II}	Puristusvyöhykkeen korkeus haljennut tila
y_{0i}	Pintakeskiön etäisyyttä
y_0	Brutto poikkileikkauksen pintakeskiö
z	Sisäinen momenttivarso
z_{II}	Haljenneen tilan sisäisen momenttivarren
α_{cc}	Betonin lujuuden pienennyskerroin
α_e	Raudituksen ja betonin kimmokertoimien suhde
β	Puristuspuinnan suhteellinen korkeus
γ_m	Osavarmuuskerroin
γ_c	Betonirakenteiden osavarmuuskerroin
γ_{M0}	Teräksen materiaalin varmuuskerroin
γ_s	Teräsrakenteiden osavarmuuskerroin
ϵ_{cm}	Betonin venymä
ϵ_{cs}	Vapaata kutistumaa vastaa muodonmuutos
ϵ_{sm}	Teräksen venymä
ζ	Halkeiluaste
μ	Suhteellinen momentti
ρ	Raudoitussuhde
$\rho_{p,eff}$	Tehollinen rauditusala
σ_c	Puristusvyöhyke
$\sigma_c(y)$	Betoni poikkileikkauksessa
σ_{cp}	Puristusjännitys
σ_s	Vetovyöhyke
$\sigma_{s1,2}$	Raudituksen jännitys
ϕ	Virumaluku
$\Psi_{0,1}$	Kuormien yhdistelykerroin hyötykuormille (Ψ_0, Ψ_1 ja Ψ_2)
\emptyset_v	Vanhan raudoitustangon halkaisija
.	

1. JOHDANTO

1.1 Tutkimuksen tausta

Ulokeparvekkeet ovat ratkaisuna yksinkertaisia ja arkkitehtonisesti tyylikkäitä, eivätkä ne vaadi talon ulkopuolista tukijärjestelmää. Etenkin 1900-luvun alkupuolen ja sitä ennen rakennuksien julkisivuissa on todella koristeellisia ulokeparveke ratkaisuja. Etenkin Helsingissä nämä parvekerakenteet ovat oleellinen osa suojeltua kaupunkikuvaa ja -maisemaa.

Suomessa korjausrakentamisen määrä on tasaisessa kasvussa ja rakentamisessa painopiste on siirtämässä uudisrakentamisesta rakennuksen ylläpitoon sekä korjausrakentamiseen (YM, 2007, s.10). Suomen asuntokannasta suurin osa on rakennettu vuosina 1960-1979 ja tämän aikakauden betonijulkisivut ja -parvekkeet lähestyvät käyttöikänsä loppua ja useat ovat korjauksen tarpeessa (Lahdensivu 2011). Betoniparvekkeiden yleisimmät vaurioitumisen aiheuttajat ovat raudoitteiden korroosio tai betonin rapautuminen. Vauriot eivät ole pelkkä ulkonäöllinen haitta, vaan niillä on vaikutusta rakenteen kokonaiskantavuuden heikkenemiseen. Parvekerakenteen kantavuuden tarkistaminen korjaussuunnittelun yhteydessä on suunnittelijan yksi tärkeimmistä tehtävistä yleisen turvallisuuden kannalta.

Nykyisen rakenteen kantavuuden selvitys on tärkeää tehdä ennen rakenteiden säilyttävien korjausten suunnittelua, koska sen yhteydessä voi selvittää parvekkeiden suurempi korjaustarve. Vanhan rakenteen laskennallinen kantavuus on voinut ylittyä aiempien korjausten ja muutosten yhteydessä. Myös korjausten yhteydessä tehtävät toimenpiteet, kuten raudoitteiden suojabetonikerroksen kasvattaminen tai uuden pintalaatan valaminen, kasvattaa parvekerakenteen kuormitusta. Vanhan rakenteen kantavuus ei välttämättä riitä kannattelemaan uusia kuormituksia, koska usein vanhat rakenteet mitoitettiin hyvin tiukoille materiaalien korkean hinnan vuoksi. Ulokeparvekkeen kantavuuden lisäämiseen ainut tehokas tapa on parvekkeen purkaminen ja uuden vahvistetun rakenteen valaminen.

Ulokeparvekkeen rasituksien laskeminen on suhteellisen suoraviivasta, koska ulokkeen taipuma- ja momenttikuviot ovat yksinkertaisia. Laskennasta haastavaa tekee betonin

kunnon ja ominaisuuksien muuttuminen ajan myötä sekä riittävän tarkkojen lähtötietojen kerääminen. Myös raudoitteiden tai rataiskojen mahdollisten vaurioiden vaikutuksien huomioiminen rakenteen kantavuuteen lisää laskennan haastetta ja vähentää tulosten tarkkuutta. Usein laskennassa käytetään vanhoja rakennesuunnitelmia apuna, mutta rakenteen toteutus voi erota suunnitelmista. Kaikki nämä tekijät tuottavat laskelmiin virhettä. Laskelmissa on huomioitava riittävä varmuus kantavuudelle kohteesta riippuen.

Tämän tutkimuksen tarkoituksena on kehittää ulokeparvekkeiden kantavuuden laskentaohjelma. Laskentaohjelmassa pyritään huomioimaan mahdollisimman tarkasti käytetyn rakennusaineiden ominaisuuksien vaihtelut ajansaatossa ja rakenteen rakennusvuodelle tyypilliset piirteet. Ohjelmalla voidaan myös laskea vaadittava lisätuenta parvekkeelle.

1.2 Tutkimuksen kohde ja tutkimuksen rajaus

Tämä opinnäytetyö toteutetaan Sweco Asiantuntijapalvelut Oy:lle. Kohdeyhtiössä keskitytään korjausrakennesuunnitteluun ja ulokeparvekekorjauksia toteutetaan suhteellisen paljon. Tutkimuksen avulla korjaussuunnittelussa riittävien tietojen hankkiminen rakenteen kantavuuden tarkastamiseen tarkentuu ja tehostuu. Suunnitteluprojekteissa rakenteiden kantavuuden ja vahvistuksien mitoitus pystytään toteuttamaan tehokkaammin tutkimuksessa kehitetyn laskentaohjelman avulla.

Tutkimus rajataan betonirakenteisien ulokeparvekkeiden korjaussuunnitteluun. Tutkimuksessa keskitytään erityisesti parvekkeiden kantavuuden selvittämiseen ja mitoittamiseen. Maantieteellisesti ja ajallisesti tutkimus rajataan koskemaan suomalaista parvekerakentamista 1800-luvun lopulta noin 1980-luvulle, jolloin ulokeparvekkeiden toteuttaminen väheni. Tutkimuksessa käsitellään kuitenkin 1980-luvulta nykypäivään voimassa olleita määräyksiä ja näitä hyödynnetään laskentaohjelmassa.

1.3 Tutkimuskysymys ja tutkimuksen tavoitteet

Tässä tutkimuksessa keskitytään ulokeparvekkeiden kantavuuden selvittämiseen ja niiden korjaussuunnitteluun. Tutkimuksen tarkoituksena on tuottaa menettelytapa korjaussuunnittelun toteutukselle ja laskentaohjelma parvekerakenteiden mitoittamiselle. Kohdeyritykselle erityisesti laskentaohjelman kehittäminen on tärkeää tulevaisuuden suunnitteluprojektien suunnittelun avuksi.

Päättökysymys:

Miten ulokeparvekkeen korjaussuunnittelu kannattaa toteuttaa?

Alatutkimuskysymykset:

Mitkä tekijät vaikuttavat ulokeparvekkeen nykyiseen kantavuuteen?

Miten parvekkeen uusimisessa kannattaa menetellä?

Miten uusitun parvekkeen kantavuus mitoitetaan luotettavasti ja epävarmuustekijät huomioiden?

Teoreettiselta kannalta tutkimuksen tavoitteena on tutkia ulokeparvekkeiden kantavuuteen liittyviä tekijöitä ja ottaa niiden vaikutus mahdollisimman tarkasti huomioon laskentaohjelman kehittämisessä.

1.4 Työn eteneminen ja raportin rakenne

Raportin rakenne voidaan jakaa neljään osaan: Tutkimusaiheen teoreettinen tarkastelu, korjaussuunnittelun toteuttaminen, tutkimusmenetelmien esittely ja tuloksien esittely sekä tarkastelu. Kokonaisuudessa työssä on seitsemän lukua.

Johdannon jälkeisessä luvussa 2 käsitellään parvekerakentamista Suomessa eri aikakausina, jossa luodaan pohja korjaussuunnittelulle. Luvussa 3 käsitellään parvekerakenteiden korjaustarpeen määrittämistä. Kappaleessa on kerrottu tarkemmin vahingoitumismekanismeista, rakenteen kunnon selvittämisestä ja erilaisista korjausmenetelmistä. Aiempiin lukuihin nojaten luvussa 4 käsitellään tarkemmin korjaussuunnittelun toteuttamista ja kantavuuden selvittämistä. Nämä luvut käsittävät raportin teoriaosuuden.

Teoriaosuuden jälkeen luvussa 5 esitellään tutkimusmenetelmät ja tutkimuksessa kehitetty laskentaohjelma sekä sen käyttöä. Luvussa 6 on esitelty työn tulokset. Tuloksissa käsitellään kohdetutkimukset, joissa laskentaohjelmaa hyödynnettiin. Lopuksi luvussa 7 tarkastellaan tutkimuksen tuloksia.

2. PARVEKERAKENTAMINEN SUOMESSA

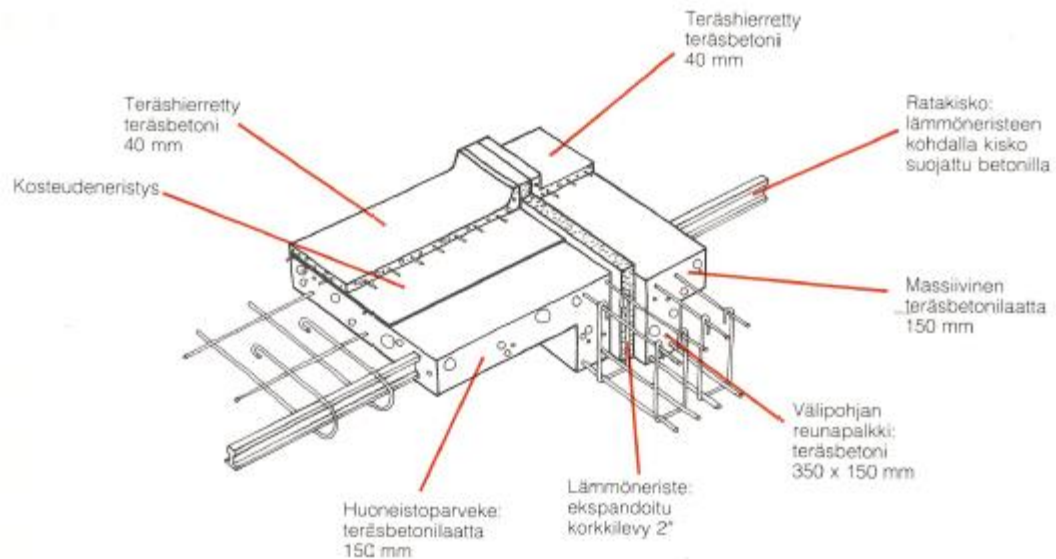
2.1 Ulokeparvekkeen historia ja rakenteellinen toiminta

Suomessa rakennuksen parvekkeet olivat harvinaisia 1800-luvun rakentamisessa. Yleensä parvekkeet liittyivät oleellisesti katujulkisivun arkkitehtuuriin ja olivat hyvin koristeellisia. Myöhemmin 1800-luvun loppupuolella alkoi yleistymään käytännöllisyyssyistä pihan puoliset tuuletusparvekkeet. Tuuletusparvekkeet rakennettiin porrashuoneiden lepotasojen kohdalle, jossa ne olivat asukkaiden yleisessä käytössä. Tuuletusparvekkeet olivat yleisesti pienikokoisia, eikä niitä välttämättä tehty jokaisen kerroksen lepotasolle. Huoneistokohtaiset parvekkeet olivat vielä harvinaisia 1930-luvulle saakka, jolloin niiden käyttö alkoi yleistyä. (Mäkiö 1989).

Parvekkeet olivat yleisesti ulokerakenteisia 1800-luvulla ja 1900-luvun alussa. 1930-luvulla alkoi esiintymään ensimmäisiä sisäänvedettyjä parvekkeita (Mäkiö 1989). Ulokeparvekkeita käytettiin myös paljon vielä 1960-luvun elementtirakentamisessa. Elementtirakentamisessa kuitenkin yleistyi myös sisäänvedetyt ja erillisen rungon varaan kannatetut parvekkeet, jonka johdosta ulokeparvekkeiden käyttö väheni. Ulokeparvekkeet aiheuttivat myös aina jonkin tasoisen kylmäsilan rakenteiden välille. Energiakriisi vuonna 1973 aiheutti lämmityskulujen nopean nousun, minkä johdosta lämmöneristämiseen ja kylmäsiltoihin alettiin kiinnittää erityistä huomiota (Lindfors 2006). Tämä on yksi syy ulokeparvekkeiden rakentamisen vähenemiselle, koska niiden aiheuttamia kylmäsiltoja ei voitu tehokkaasti katkaista. Pielikannatteisten parvekkeiden käyttö ulokeparvekkeiden sijaan yleistyi myös siksi, että välipohjia alettiin tehdä elementoituina paikallavalun sijaan.

Nykyään ulokeparvekkeita ei rakenneta enää perinteisin menetelmin, vaan tilalle on kehitetty lämpösiltoja mahdollisimman hyvin katkaisevia elementtiratkaisuja. Esimerkkinä ratkaisusta on Firan ja Parman kehittämä "noppaparveke", jossa parvekelaatta, -seinät ja -katto on kannateltu ulkoseinästä ulostulevien teräsputkien varaan, jotka on täytetty betonilla ja polyurataanivaahdolla (Fira Modules 2018). Noppaparvekkeen toiminta on periaatteeltaan samanlainen kuin ratakoilla kannatellusta ulokeparvekkeesta. Toisena esimerkkinä on Schöckin kehittämät vetoteräksiä hyödyntävä lämpökatkollinen ankkurointielementti Isokorb ja ankkurointialusta IDock, jotka mahdollistavat myös par-

Kerrostalon porrashuoneen tuuletusparvekkeen esimerkkirakenneratkaisu on esitetty kuvassa 1. Kuvan mukaisen parvekerakenteen ratakisko saa tukensa porrashuoneen betonilaatasta. Ratakiskon vieminen porrastason saakka aiheutti kuitenkin kylmäsiltoja rakenteiden välille. Kylmäsiltoja pyrittiin katkaisemaan lisäämällä lämmöneristekerros parvekkeen ja porrastason laattojen välille.



Kuva 2. Esimerkki ratakiskokannatteisen huoneistoparvekkeen rakenteista 1940-luvun jälkeisissä massiivibetonilaatta välipohjaisissa kerrostaloissa. (Mäkiö 1989).

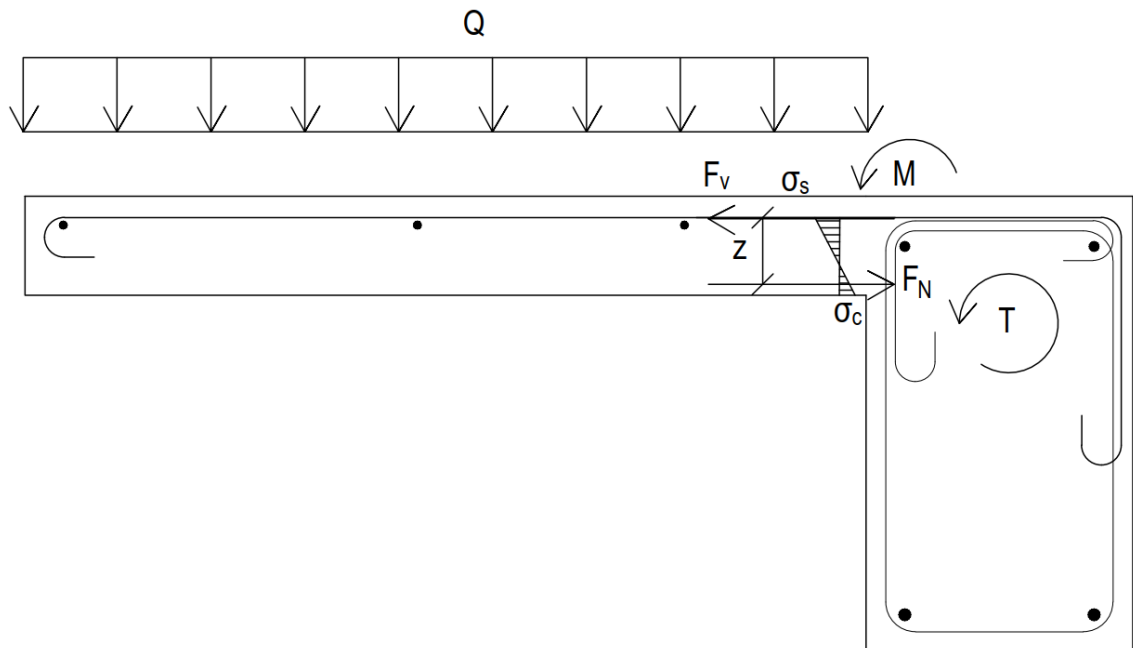
Rakenteellisesti samalla periaatteella toteutettiin myös huoneistoparvekkeet. Periaate-ratkaisu huoneistoparvekkeesta on esitetty kuvassa 2. Sama kylmäsiltaongelma esiintyy myös huoneistoparvekkeissa, missä se on kriittisempi asumismukavuuden kannalta, kuin tuuletusparvekkeissa. Ratakiskon aiheuttama kylmäsilta on suhteellisen suuri teräksen hyvän lämmönjohtavuuden ja kiskon suuren poikkileikkauspinta-alan vuoksi. Suurin vaikutus kylmäsilalla on asuinmukavuuteen silloin, kun ratakisko tulee suoraa kantavan laatan sisään ja asunnon lattia on tehty pintavalulla kantavan laatan päälle ilman rakenteita irrottavaa kaistaa. Kylmäsiltaa asuntoon voidaan osittain katkaista lisäämällä kantavan laatan ja pintalaatan väliin eristekerros, kuten askeläänivilla.

Ratakiskokannatteiset parvekkeet olivat vielä yleisiä 1960-luvun elementtirakentamisessa, jossa välipohjat tehtiin paikallavalettuina massiivibetonilaattoina. Ratakiskojen avulla pystyttiin kannattelemaan niin ulosvedettyjä, että sisäänvedettyjä parvekelaattoja. Yleisesti ratakiskot valettiin välipohjan sisään, mutta sisäänvedetyissä parvekkeissa parvekelaatta tuettiin myös sivulta kantavasta väliseinästä tuleviin lyhyempiin ratakiskoihin. Ratakiskoja käytettäessä välipohjan piti olla paikallavalettu ja parvekkeet olivat yleensä

myös paikallavalettuja, mutta myös parveke-elementtejä käytettiin. (Mäkiö 1994). Ulokeparvekkeita kannatettiin myös ratakiskojen sijasta I- tai U-profiilisilla teräspalkeilla.

2.1.2 Vetoteräskannatteinen ulokeparveke

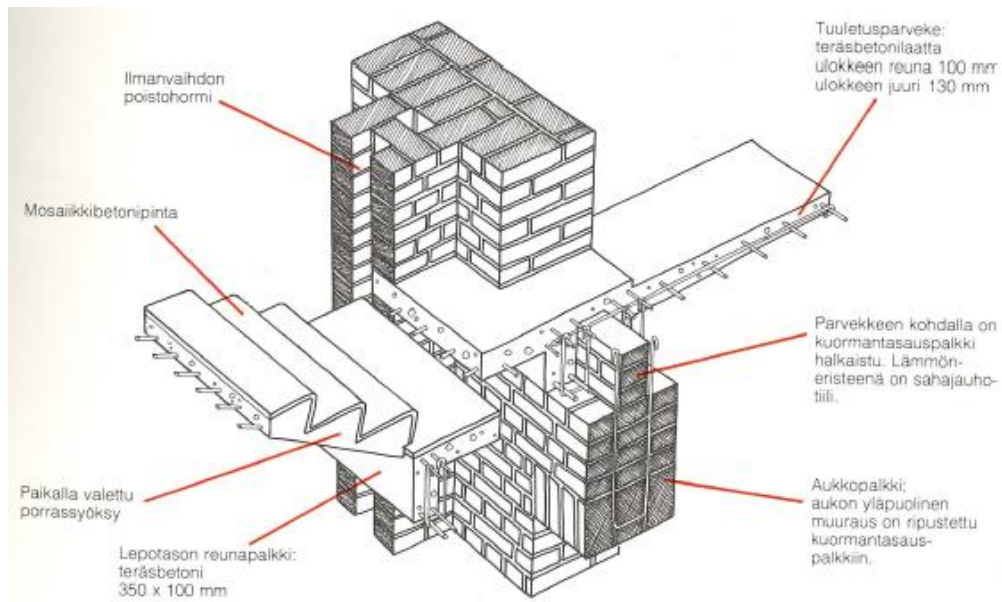
Ratakiskokannatteisten ulokeparvekkeiden rinnalle tuli rautabetonin käytön yleistyessä 1900-luvun alussa vetoteräskannatteinen ulokeparveke. Vetoteräsparvekkeen kantavana rakenteena toimii reunapalkkiin sidottujen terästen varaan valettu betonilaatta. Parvekkeen statiikan periaateleikkaus on esitetty kuvassa 4. Parvekelaattaa kuormitettaessa reunapalkin ja laatan jäykkään liitokseen aiheutuu momentti (M). Momentin seurauksena laatan sisälle syntyy puristusvyöhyke (σ_c) ja vetovyöhyke (σ_s). Laatassa alapuolen betoni vastaanottaa puristuksen ja yläpinnan teräkset vastaanottavat vedon. Vetovyöhykkeen maksimin ja puristusjännityksen resultantin välisen sisäisen momenttivarren (z) avulla voidaan laskea vetoteräksiin kohdistuva vetovoiman (F_v) suuruus. Vetovoima aiheuttaa yhtä suuren, mutta vastakkaissuuntaisen puristusvoiman (F_N) laatan alapintaan. Ulokelaatan taivutus aiheuttaa myös reunapalkkiin vääntöä (T), jolloin reunapalkkiin pitää mitoittaa riittävän suuri vääntökapasiteetti tai lisätä erillinen vääntöraudoitus. Parvekerakenteen mitoittaminen on käsitelty tarkemmin luvussa 4.6.



Kuva 3. Periaateleikkaus vetoteräsparvekkeen statiikasta.

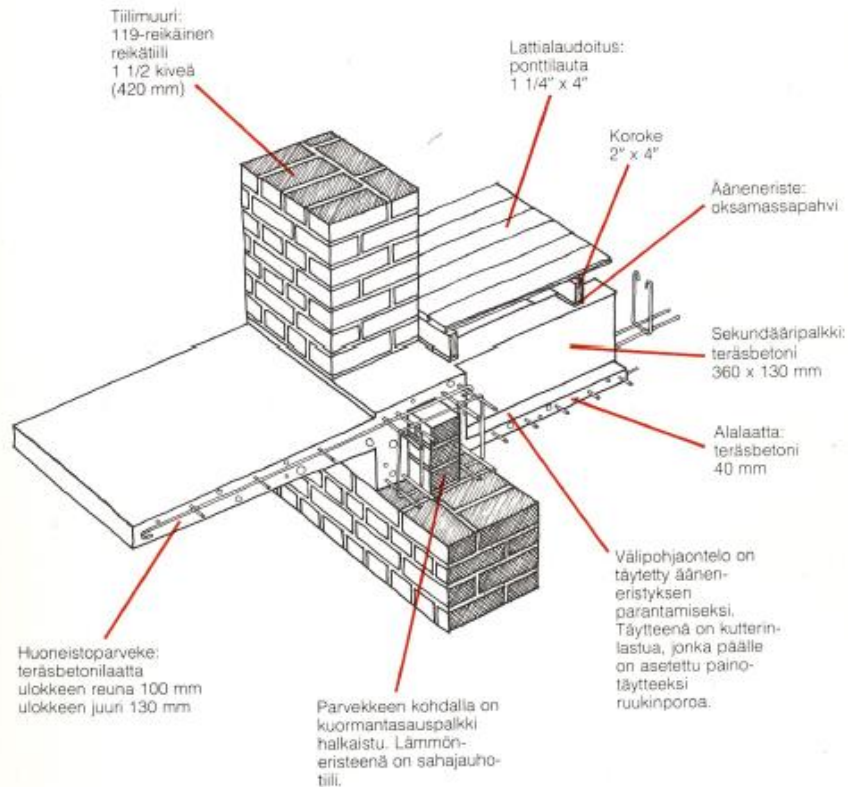
Vetoteräksisiä parvekkeita käytettiin massiivitiilirunkoisissa ja betonirunkoisissa kerrostaloissa. Periaatekuva vetoteräksellisestä porrashuoneen laatasta kannatellusta parvek-

keesta on esitetty kuvassa 4. (Mäkiö 1989). Vetoteräskannatteisille parvekkeille ominaista on suhteellisen ohut laattapaksuus. Parvekelaatta voi olla ohuimmillaan ulkoreunalla vain 80 mm:ä paksu. Verrattuna ratakokannatteinen parveke vaatii vähintään 150 – 130 mm:ä paksun laatan, jotta 120 – 100 mm:ä korkea ratakisko mahtui valun sisään. Tämä tieto voi helpottaa parvekkeen kannatustavan päättämistä ilman vanhoja suunnitelmia.



Kuva 4. Esimerkki vetoteräksillä kannatellusta porrashuoneen lepotoson tuuletusparvekkeesta massiivitiilirunkoisessa kerrostalossa. (Mäkiö 1989).

Myös vetoteräksellisen parvekkeen tapauksessa syntyi kylmäsilta rakenteiden välille. Vaikka kuormantasauspalkin halkaistiinkin ja väli lämmöneristettiin, niin laattojen yläpinnat olivat silti yhteydessä. Porrashuoneissa nämä kylmäsilat eivät kuitenkaan vaikuttaneet erityisesti asumismukavuuteen. Samankaltainen ongelma esiintyi kuitenkin huoneistoparvekkeissa.



Kuva 5. Esimerkki vetoteräksillä kannatellusta huoneistoparvekkeesta massiivitiilirunkoisessa kerrostalossa, jossa on alalaattapalkisto välipohjat. (Mäkiö 1989).

Huoneistoparvekkeen rakenteen periaate on esitetty kuvassa 5. Huoneistoparvekkeiden tapauksessa kylmäsiltoja pyrittiin joskus katkaisemaan huoneiston lattiarakenteen irrottamisella betonisesta rungosta. Kaksoislaatta rakenteisissa välipohjissa, jossa palkkien yläpintojen välissä on vielä betonilaatta, kylmäsiltaa ei ole välttämättä katkaistu alkupe-
räisessä ratkaisussa.

2.2 Materiaaliominaisuudet

2.2.1 Betoni

Suomessa vahvistettiin ensimmäiset koko maata koskevat betoni- ja rautabetonirakenteita koskevat määräykset vuonna 1929. Määräyksien pohjana käytettiin Helsingin rakennustarkastuskonttorin vuonna 1913 antamia määräyksiä. Määräyksiä uusittiin vielä vuonna 1936. Betoni- ja rautabetonirakenteita koskevat määräykset käsittelivät muun muassa työn suoritusta, betonin eri ainesosia, betonointia pakkasella, koekuutioita ja -kuormituksia, staattisia laskelmia sekä työnjohdolle asetettuja vaatimuksia. (Mäkiö 2002).

Kaikissa näissä määräyksissä betonirakenteiden mitoitus perustui kimmoteoriaan. Määräyksissä myös betonin suhteutus suoritettiin tilavuusosin. Samoin betonin ja raudan tarunnan varmistamiseksi edellytettiin rautojen päiden kääntämistä koukuksi. Vuonna 1929 betonin koekuution, jonka sivumitta on 20 cm:ä, murtolujuudeksi 28 vuorokauden iässä määrättiin 160 kg/cm^2 , mutta määräystä tarkennettiin vuonna 1936 niin, että murtolujuus on tavallisilla jännityksillä 140 kg/cm^2 ja korotetuilla jännityksillä 180 kg/cm^2 . Käytetyn raudan murtolujuuden vähimmäisarvoksi asetettiin 3700 kg/cm^2 sekä vähintään 20 %:n venyvyys. Betonin sallittuja jännityksiä eri määräyksissä on esitetty taulukossa 1. (Mäkiö 2002).

Taulukko 1. *Betonirakenteiden sallitut jännitykset 1913-1936. (Mäkiö 2002).*

	Rauta, vetojännitys	Betoni, puristusjännitys (keskeinen puristus)	Betoni, puristusjännitys (taivutus ja epäkeskinen puristus)
1913 (Helsinki)	1200 kg/cm^2 ja 10 cm ohuimmissa laatoissa 1000 kg/cm^2	1/4 murtolujuudesta	1/5 murtolujuudesta Yleensä 40 kg/cm^2
1926 (Helsinki)	1200 kg/cm^2	1/9 murtolujuudesta	1/6 murtolujuudesta Yleensä 40 kg/cm^2
1929 (koko maa)	1200 kg/cm^2 ja 10 cm ohuimmissa laatoissa 1000 kg/cm^2	35 kg/cm^2	40 kg/cm^2 ja 10 cm ohuimmissa laatoissa 35 kg/cm^2
1936 (koko maa)	1200 kg/cm^2	Tavallisilla jännityksillä 35 kg/cm^2 korotetuilla jännityksillä 1/4 murtolujuudesta (max. 60 kg/cm^2)	Tavallisilla jännityksillä 40 kg/cm^2 korotetuilla jännityksillä 1/3,5 murtolujuudesta (max. 65 kg/cm^2)

Vuonna 1946 ilmestyneissä betoninormeissa betoni jaettiin kolmeen luokkaan, jotka olivat A-, B- ja C-betoni. C-betonin lujuusvaatimus oli 15 MN/m^2 ja tämä vastasi 1936 betoninormien tavallista betonia. B-luokka oli hyvin vastaava kuin 1936 betoninormien korotettujen jännitysten betoni ja tälle betonille lujuusvaatimus oli vähintään 20 MN/m^2 . A-betoni oli aivan uusi luokka ja siinä vaadittiin luokkaan soveltuvat betonivalvojat sekä suunnittelijat. (Mäkiö 1989).

Taulukko 2. Teräsbetonirakenteiden sallitut betonin jännitykset 1946. (Mäkiö 1989).

Betoniluokka	Sallittujännitys MN/m ²		
	Puristus + taivutus σ_{bsall}		Leikkaus τ_{osall}
	Rakenteen paksuus (m)		
	0,06	0,2	
A-Betoni K28 > 20 MN/m ²	6,6	8,0	1,8
A-Betoni K28 > 40 MN/m ²	10,6	12,0	1,8
B-Betoni K28 > 20 MN/m ²	6,1	7,5	1,6
C-Betoni K28 > 15 MN/m ²	3,6	5,0	1,2

Vuoden 1946 betoniluokkien sallitut jännitykset ovat esitelty taulukossa 2. Myös betoniterästen sallittua jännitystä tarkennettiin verrattuna vuoden 1946 betoninormiin, jossa betoniteräkselle oli annettu 100 MN/m² sallittujännitys. Betoniterästen sallitut jännitykset ovat esitelty taulukossa 3. Betonin luokituksella pystyttiin huomattavasti tehokkaammin hyväksikäyttämään betonia ja terästä. (Mäkiö 1989).

Taulukko 3. Betoniterästen sallitut jännitykset 1946. (Mäkiö 1989).

Betoniluokka	Sallittujännitys MN/m ²				
	Betoniteräslaji				
	St 37	St 44	St 52	Kylmänä vedetyt teräsket	Betoniteräsverkko
A-Betoni	140	150	180	0,5 x juoksuraja	220
B-Betoni	140	150	180	0,5 x juoksuraja	220
C-Betoni	120	120	120	120	140

Uusi kehitys betoninormeissa tapahtui vuonna 1954. Suurimpana muutoksena oli mahdollisuus siirtyä sallittujen jännitysten mitoitukselta rajatilamitoitukseen, jonka mahdollisti varmuuskertoimien käyttö. Betonilaadut jaettiin myös ensimmäistä kertaa lujuusluokkiin. Betonin laatuluokitus pysyi vielä samana, mutta lujuuslajittelu mahdollisti lujuusluokkien käytön B- ja C-betoneissa. Samaan aikaan harjateräs nousi vuoden 1954 normeissa merkittäväksi teräslaaduksi. Betoniterästen suojabetonikerroksen paksuudelle annettiin myös selvät rakenne ja teräslaatu kohtaiset ohjeet. Pyöröterästä käytettäessä teräksen pinnasta betonin pintaan tuli olla etäisyyttä 15 mm:ä laatoissa ja seinissä. Pilareissa ja palkeissa vastaava lukema oli 30 mm:ä. Harjateräkselle vastaavat etäisyydet olivat 20 mm:ä ja 35 mm:ä. (Mäkiö 1989). Vuoden 1954 betonin lujuusluokat ovat esitetty taulukossa 4.

Taulukko 4. *Betonin sallitut taivutuspuristus jännitykset betoniluokittain 1954. (Mäkiö 1994).*

Betonin lujuusluokka	$\sigma_{b,sall}$ kg/cm ²
K 450	125
K 400	115
K 350	105
K 300	95
K 250	85
K 200	75
K 150	50

Betonielementtirakentamisen yleistyessä tehtiin omat betonisten rakennuselementtien normit vuonna 1963. Nykytilanteen kannalta suurin muutos normeissa oli helpotus terästen reunaetäisyyksiin. Elementeissä betoniterästen pinnan etäisyys betonipinnasta piti olla vähintään 75 %:a vuoden 1954 normeista, kun betonin lujuusluokka oli K30 tai alempi. Korkeamman kuin K30 lujuusluokan betoneilla vastaava lukema oli 60 %:a. Betonipeite ei kuitenkaan saanut olla alle 10 mm:ä. Suojabetonikerroksen paksuuden pienentäminen entisestään on aiheuttanut lukuisia korroosiovaurioita parveke- ja julkisivurakenteissa sekä laskenut rakenteiden käyttöikää. (Mäkiö 1994).

Kaksi vuotta myöhemmin vuonna 1965 julkaistiin uudet betoninormit ja -elementtinormit, joissa keskityttiin määräysten lisäksi enemmän ohjeisiin ja työnjohtoon. Lisäksi normeissa määrättiin betonin kelpoisuuden toteaminen tarvittavilla menetelmillä A- ja B-luokan töissä. Betonielementtinormien vaikuttavin muutos oli korroosionestokäsittely korroosioalttiille kiinnikkeille. Betoninormit uusittiin seuraavan kerran jo vuonna 1967, mutta suurempia muutoksia määräyksiin ei tehty, vaan erityistä huomiota kiinnitettiin normien

sisällön selventämiseen. Vuonna 1975 tuli seuraava päivitys betoninormeihin, jossa annettiin ohjeet rajatilamitoitukselle ja laadunvalvonnassa kehitettiin ottamalla käyttöön laadunvalvontasopimukset Valtion teknillisen tutkimuskeskuksen (VTT) ja valmistajien välillä. (Mäkiö 1994).

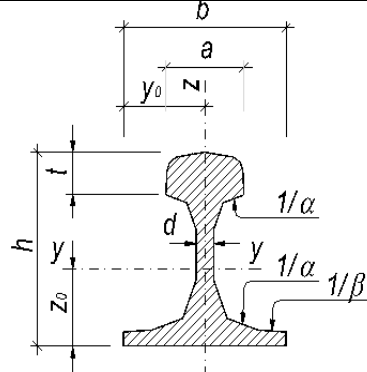
2.2.2 Ratakiskot

Vanhoissa ratakiskoissa on käytetty vanhan standardin mukaista Fe37b teräslaattaa, mikä vastaa nykyistä S235JRG2 laatua. Teoreettinen myötölujuus nykyään teräslaadulle Fe37b on 235 MPa:a. Aikaisempien rakennusmääräykset antavat ratakiskon myötölujuudeksi 220 MPa:a (Rakentajain kalenteri 1981 ja rakentajain kalenteri 1965). Arvoa 220 MPa käytetään mitoitusohjelmassa parvekerakenteissa, jotka ovat tehty 1940-luvulla ja sen jälkeen. Teräksen myötöraja täytyy jakaa kertoimella 1,5 Käytettäessä sallittujen jännityksien mitoitus.

Vanhemmissa ratakiskoissa voidaan arvioida myötölujuuden olleen pienempi. 1880-luvun jälkeen ratakiskoissa on käytetty valuraudan sijasta valuterästä. Sen aikaisten mitoitusohjeiden mukaan ratakiskoille on annettu kantomoduliksi eli myötölujuudeksi 19 kg/mm^2 , joka vastaa 190 MPa:n lujuutta. Sallittujännitys on puolet myötölujuudesta. Kimmokertoimen arvona laskennassa on käytetty 200 000 MPa. (Reuter 1896). Muita teräsprofileja käytettäessä voidaan olettaa lujuuksien olevan samaa luokkaa, kuin ratakiskojen.

Yleisimmin käytetyt ratakiskot ovat 100 mm:ä ja 120 mm:ä korkeita. Myös muita profileja on käytetty, mutta ne ovat harvinaisempia. Taulukossa 5. on esitetty ratakiskojen profiilien mitat ja poikkileikkaus arvot. Käytettyjen ratakiskojen taivutusvastuksesta W_y ja jäyhyysmomentista I_y oletetaan olevan 80 %:a jäljellä kulumisesta johtuen.

Taulukko 5. Ratakiskoprofiilien mitat ja poikkileikkausarvot. (Rakentajain kalenteri 1965).

<div style="display: flex; align-items: center;">  <div style="margin-left: 20px;"> $G = A \cdot 7850$ kg/m^3 $I =$ Jäyhyysmomentti (hitausmomentti) $W =$ Taivutus- vastus $E =$ Kimmokerroin $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$ </div> </div>										
Rata- kisko	Mitat				Poikki- leikkausala A	Paino G	Poikkileikkausarvot			
	Kiskon		Varren	Hama- ran			Kimmo- teoria		Käytetyn kiskon arvot	
	kor- keus h	leveys b	paksuus d	leveys a			I_y	W_y	$I_{y,käytetty}$ $0,8 \cdot I_y$	$W_{y,käytetty}$ $0,8 \cdot W_y$
	mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm ⁴	cm ³
100	100	88	9,0	52,0	28,5	22,3	385,6	76,1	308,4	60,8
120	120	100	11,5	56,0	38,2	30,0	734,0	121,1	587,2	96,9
128	128	110	12,0	60,0	42,8	33,6	968,0	146,9	774,4	117,5
140	140	125	14,0	70,0	55,6	43,7	476,1	209,8	1 180,9	167,8
159	159	140	16,0	70,0	69,3	54,4	346,0	279,2	1 876,8	223,4
165	165	150	16,0	78,0	76,2	59,8	784,4	327,6	2 227,5	262,1

2.2.3 Raudoitteet

Betonilaatoissa on käytetty raudoitusta aina 1800-luvun lopusta lähtien. Ensimmäisissä rakenteissa käytettiin raudoituksena ns. kankirautaa eli nykyistä takorautaa. Kankiraudan lujuus vastasi suunnilleen puolta teräksen lujuudesta. Sen myötölujuus oli 105 MPa:a ja sallittujännitys 52,5 MPa:a (Reuter 1896). Pyöröteräksen käyttö raudoituksessa yleistyi 1900-luvun alku puolella ja vuoden 1913 – 1936 aikana ilmestyneissä kuormitusmääräyksissä teräkselle annettiin sallituksi vetojännitykseksi 120 MPa:a, joka vastaa 180 MPa:n myötölujuutta. Vuonna 1946 betoninormeissa tarkennettiin betoniluokittain betoniteräksien sallittuja jännityksiä, jolloin C-betonissa sai käyttää vain 120 MPa:n sallittua jännitystä, kun taas B- ja A-betoneissa pystyttiin käyttämään arvoa 140 MPa. Lukemat ovat teräslaadulle St37, joka oli tuolloin yleisin käytössä ollut teräslatu. (Mäkiö 1989).

Pyöröteräs oli ensisijaisesti käytössä teräsbetonirakenteissa 1960-luvun loppuun saakka. Pyöröteräs ankkuroitiin taivuttamalla terästangon päät koukuiksi, jolloin tartunta betoniin lisääntyi merkittävästi. Harjateräs tuli merkittäväksi teräslaaduksi vuoden 1954 betoninormeissa, mutta käyttö oli vähäistä vielä 1960-luvulla. Harjateräs ankkuroituu myös lyhyemmällä matkalla, eikä tankojen päihin enää tarvinnut aina kääntää koukkuja. Harjateräksen sallittu jännitys oli C-betonissa 200 MPa:a ja B- sekä B-betoneissa 220 MPa:a, mikä oli huomattavasti suurempi kuin pyöröteräslaadun St37 (Mäkiö 1994). Harjateräksen laaduille myötölujuus oli 400 MPa:a aina 1980-luvulle, jolloin markkinoille tuli harjateräslaatu A500HW, jonka myötölujuus on 500 MPa. Vanhempaa harjateräslaatua A400H käytettiin yleisesti teräsbetonirakenteissa vielä 1990-luvulle saakka. Vanhempaa teräslaatua A400H tai muita lujuuksia ei voida hitsata, koska teräslaatu haurastuu korkeissa lämpötiloissa. Teräslaatu A500HW (W=weldable) ja muut lujuudet ovat hitsattavia teräslaatuja. Nykyään teräslaatua A500HW vastaa teräslaatu B500B.

2.3 Vanhat määräykset

Suomen ensimmäiset kuormitusmääräykset vahvistettiin vuonna 1932. Määräykset olivat lähes samanlaiset kuin Helsingin rakennustarkastuskonttorin vuonna 1913 julkaisemat määräykset ja ohjeet. Käytettyjen hyötykuormien suuruudet ovat etsitetty taulukossa 6. (Mäkiö 1989).

Taulukko 6. *Rakennuksien hyötykuormien suuruudet. Helsingin rakennustarkastuskonttori ohjeet noudatettaviksi kuormitusten ja luvallisten rakennusainepaineiden laskelmissa 1913. (Mäkiö 1989).*

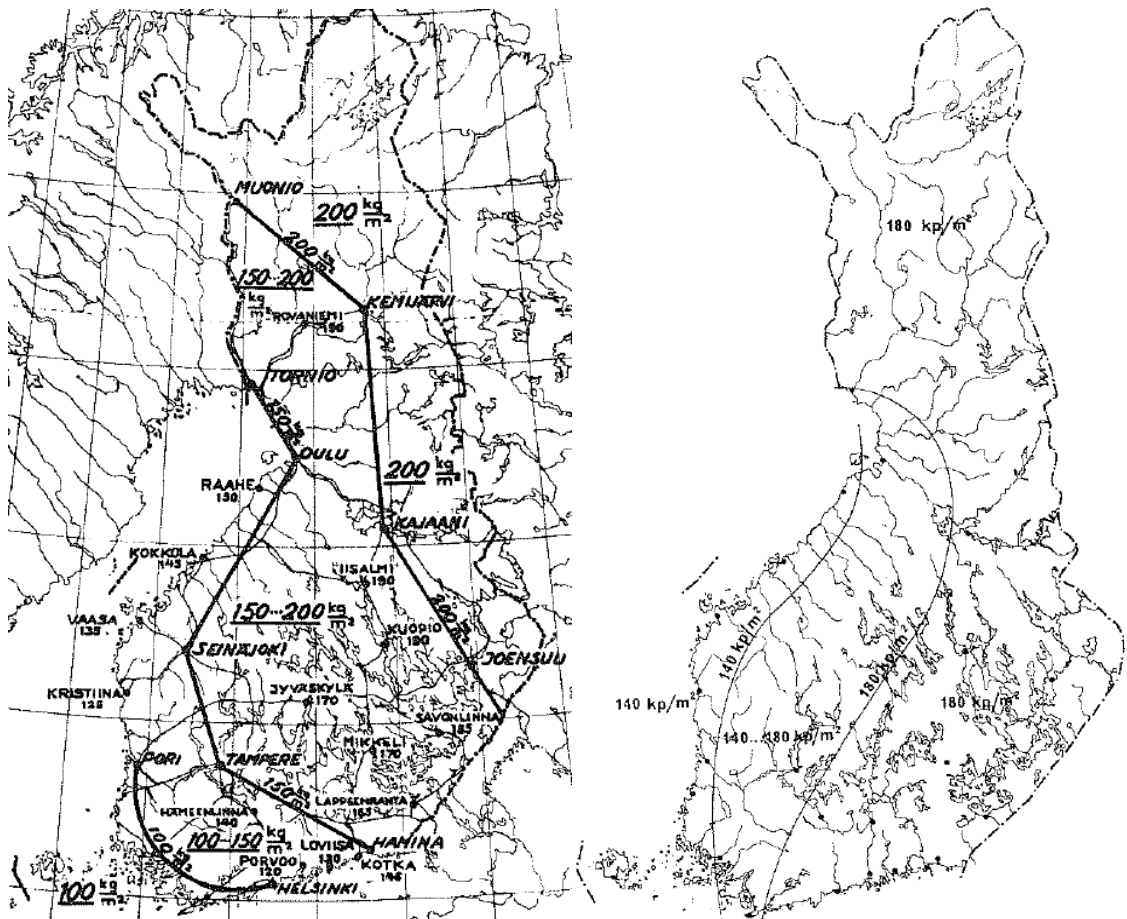
Tarkasteltava tila	Hyötykuorma (kg/m ²)
Asuinhuoneet ja toimistot	250
Myymäla ja niiden varastohuoneet	350
Kokoussalit, portaat ja porrastasot	400
Ullakot	150
Pihat kellarien päällä ja varastorakennukset	500

Taulukosta 6 poikkeavia arvoja saatiin käyttää puurakennuksille, joissa asuinhuoneille voitiin käyttää arvoa 200 kg/m². Lumikuorman arvona käytettiin etelä suomessa 100 – 150 kg/m² ja muualla suomessa 150 – 200 kg/m². Nämä määräykset olivat voimassa ja käytössä 1960-luvulle asti. (Mäkiö 1989).

Taulukko 7. Rakennuksien kuormien vähimmäisarvot. SisMp rakennusten vähimmäiskuormat 764/73 (Mäkiö 1994).

Kuormaryhmä	Kuorman vaikutussuunta ja -tapa			
	Pystysuora		Vaakasuora	
	Pintakuorma	Pistekuorma	Viivakuorma	Pistekuorma
	kN/m ²	kN	kN/m	kN
Oleskelukuorma I	1,5			
Oleskelukuorma II	2,0			
Portaat ja käytävät	2,5	1,5	0,4	0,3
Kokoontumiskuorma	2,5			
Portaat ja käytävät	4,0			
Tungoskuorma/tavarakuorma	4,0		0,8	
Varasto- ja tuotantotilat	5,0	20	0,4	0,3

1960-luvulla ja 1970-luvun alussa rakennuksien suunnittelussa käytettiin yleisesti Rakennusinsinööriyhdistys r.y:n vuonna 1955 julkaisemia Rakenteiden kuormitusmääräyksiä (RIY A26) ja Rakennusinsinööriliiton 1969 julkaisemia Rakenteiden kuormitusnormeja (RIL 59). Näiden pohjalta vuonna 1973 tehdyssä sisäasiainministeriön päätöksessä rakennuksien vähimmäiskuormista rakennuksien hyötykuormat eriteltiin oleskelukuormaan I, oleskelukuormaan II, kokoontumiskuormaan ja tungoskuormaan. Oleskelukuorma I tarkoitti asumisesta aiheutuvia kuormia ja sitä käytettiin myös asumiseen verrattavissa tiloissa, kuten potilashuoneissa. Oleskelukuorma II sisälsi toimistotilat, luokahuoneet ja käyttötarkoitukseltaan vastaavat tilat. Kokoontumiskuorman katsottiin esiintyvän tiloissa, jossa edellytettiin kokoontumista, mutta ei kuitenkaan synny tungosta. Tungoskuorma esiintyi kokoontumistiloissa, missä oli myös tungoksen mahdollisuus, kuten myymälät, voimistelu- ja juhlasalit sekä parvekkeet. Tungoskuorman katsottiin esiintyvän kaikilla parvekkeilla. Kuormaryhmät ovat esitetty taulukossa 7. (Mäkiö 1994).



Kuva 6. Lumikuormat vuonna 1955 RIY A26 (vasen) (Mäkiö 1994).

Kuva 7. ja Lumikuormat vuonna 1969 RIL 59 ja SisMp 763/73 (oikea) (Mäkiö 1994).

Sisäasiainministeriön päätöksessä rakennuksien vähimmäiskuormista lumikuormia muutettiin huomattavasti (Kuva 6) vuoden 1955 RIY A26 (Kuva 7) ohjeistamista lumi-kuormista. Uusimmissa määräyksissä lumikuormat olivat suurimmillaan Pohjois-, Etelä- ja Itä-Suomessa sekä pienemmät länsirannikolle päin edetessä. Uusien määräysten tuomat lumikuorma korotukset olivat todella suuria osassa alueita, kuten esimerkiksi Helsingissä lumikuorman määrä nousi 80 %:a. (Mäkiö 1994).

Rakennuksen rungon tuulikuormat laskettiin tuulen nopeuspaineen, rakennuksen muodon ja tuulen suunnan perusteella. Tuulennopeuspaine määritettiin rakennuksen korkeuden mukaan. Kun tuuli- ja lumikuorma vaikuttivat yhtä aikaa, voitiin toista kuormaa pienentää kertoimella 0,5. Jos mukana oli vielä oleskelukuorma, niin ensimmäisen kuorman pienennyskerroin käytettiin 0,8 ja toiselle kuormalle kerrointa 0,5. (Mäkiö 1994).

Suomen rakennusmääräyskokoelman rakenteiden lujuutta koskevan osan ”B1 Rakenteiden varmuus ja kuormitukset” (YM 1978) rakentamismääräyksessä parvekkeille hyötykuorma oleskelukuormaluokissa I ja II on $1,5\text{ kN/m}^2$ + viivakuorma $2,0\text{ kN/m}$ kaiteen vieressä. Näiden kuormien katsotaan vaikuttavan yhtäaikaisesti. Kuormitusmääräys oli sama vielä vuonna 1998 voimaan tullessa ”B1 Rakenteiden varmuus ja kuormitukset” (YM 1998). Suomen rakennusmääräyskokoelman rinnalle tuli vuonna 2007 eurokoodien mukainen mitoitus, joka mahdollisti kuormituksen laskemisen SFS-EN 1990 ja SFS-EN 1991-1-1 mukaan. Rakenteiden mitoitus oli mahdollista joko Suomen rakennusmääräyskokoelman tai eurokoodien mukaan, mutta standardeja ei saanut sekoittaa keskenään, vaan mitoitus piti tehdä kokonaan yhden standardin mukaan. (SKOL 2010). YM 1998 kumottiin vuonna 2014, jonka jälkeen suunnittelu on pitänyt toteuttaa eurokoodien mukaisin menetelmin.

Yhteenveto kerrostalojen asuntoparvekkeiden hyötykuormista eri aikakausina on esitetty taulukossa 8.

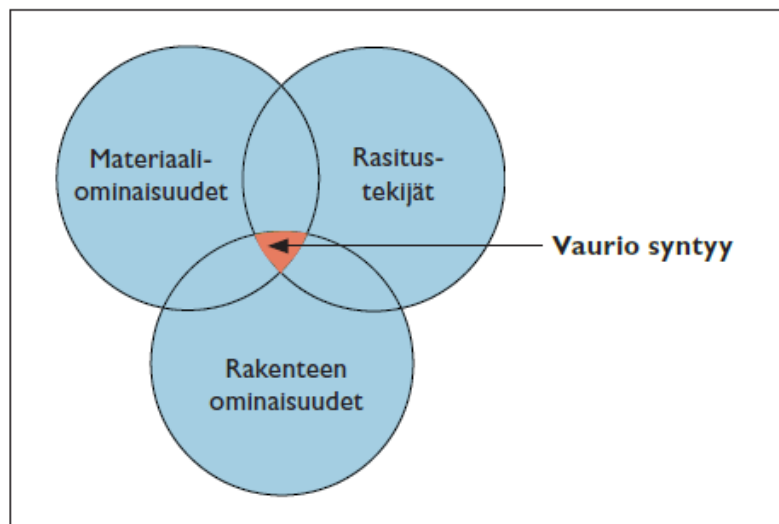
Taulukko 8. Yhteenveto kerrostalojen asuntoparvekkeilla käytetyistä hyötykuormista eri aikakausina

Parvekkeiden hyötykuorma kerrostaloissa			
Aikaväli	Pintakuorma	Viivakuorma	Vaakakuorma
-1913	Hyötykuormille ei ollut yhteisiä vaatimuksia		
1913-1954	$2,5\text{ kN/m}^2$	-	-
1955-1977	4 kN/m^2	-	$0,8\text{ kN/m}$
1978-2014 (RakMk B1)	$1,5\text{ kN/m}^2$ Pinta- ja viivakuorma vaikuttavat yhtäaikaisesti	2 kN/m kaiteen vieressä	$0,8\text{ kN/m}$
2007- (Eurokoodit)	$2,5\text{ kN/m}^2$	-	$0,5\text{ kN/m}$

3. KORJAUSTARVE

3.1 Parvekkeiden vaurioitumismekanismit

Säärasitus on merkittävin tekijä rakenteiden vaurioitumisessa niiden ikääntyessä. Vaurioituminen heikentää rakenteen ominaisuuksia ja mahdollisesti muuttaa sen toimintaa. Betoniparvekkeilla korjaustarvetta aiheuttaa yleisimmin raudotteiden korroosio ja betonin pakkasrapautuminen. Pienempiä vaurioita aiheuttaa esimerkiksi auringon UV-säteily, joka aiheuttaa maalipintojen ja elastisten saumojen vanhentumista. Parvekerakenteissa ei yleensä ole orgaanisia aineita, joten mikrobivauriot eivät ole parvekkeissa yleisiä. (Lahdensivu 2010)



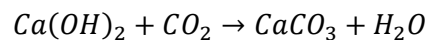
Kuva 8. Vaurion syntymiseen tarvitaan vaurion kannalta otolliset rasitustekijät, materiaaliominaisuudet ja rakenteen ominaisuudet. (Lahdensivu 2010)

Vaurion syntymiseen vaikuttaa säärasituksien lisäksi materiaalin ja rakenteen ominaisuudet. Kuvassa 8. on esitetty vaurion syntyminen kohdassa, jossa toteutuu vaurion syntymisen vaikuttavat tekijät. Kuvassa materiaaliominaisuuksia esittävällä ympyrällä kuvataan betonin lujuutta ja laatua. Ympyrän koko kasvaa, jos rakenteessa on käytetty heikkolaatuista betonia. Samalla periaatteella rasitustekijät ympyrän koko kasvaa rankoissa sääolosuhteissa, kuten merenrannalla. Rakenteen ominaisuudet määritellään suurimmalta osin suunnitteluvaiheessa, mutta myös rakentamisen aikainen toteutus vaikuttaa. Kuvassa ympyrän koko kasvaa, jos rakennetta ei ole suunniteltu tai rakennettu kestäväksi siihen kohdistuvia ulkoisia rasituksia. (Lahdensivu 2010)

3.1.1 Raudoitteiden korroosio ja betonin karbonatisoituminen

Valmiissa betonissa on suuri pitoisuus kalsiumhydroksidia ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), mikä antaa betonille korkean pH-arvon. Betonin alkalisuus suojaa raudoitteita korroosiolta muodostamalla teräksen pintaan passiivikalvon. Korroosiosuojaus on tehokas betoni rakenteen ollessa tiivis ja virheetön, sillä passiivikalvo pystyy korjaamaan itseään jatkuvasti. Betonin tiiviys estää myös teräksen kannalta haitallisten aineiden, kuten happojen, sulfaattien ja kloridien pääsyn rakenteeseen. (by 42 2002).

Betoni voi kuitenkin menettää suojaavan alkalisuutensa karbonatisoitumalla ajan myötä ollessaan ilman hiilidioksidin (CO_2) kanssa kosketuksissa tai kloridien vaikutuksesta. Karbonatisoitumisprosessissa kalsiumhydroksidi reagoi ilman hiilidioksidin kanssa muodostaen kalsiumkarbonaattia ja vettä.



Reaktio neutralisoi betonin alkalisuutta laskien sen pH-arvon alle yhdeksään. (Tuutti 1982; by 42 2002). Betonin karbonatisoituminen on erityisen nopeaa betonin pinnassa, mutta hidastuu eksponentiaalisesti syvemmälle rakenteeseen mentäessä, koska CO_2 :sen määrä rakenteen sisällä on huomattavasti pienempi, kuin rakenteen pinnassa. Karbonatisoitumisnopeuteen vaikuttavia tekijöitä ovat betonin diffuusiovastus, reagoivan aineen määrä, ilman CO_2 -pitoisuus ja lämpötila (Lahdensivu 2010; by 42 2002).

Betonin diffuusiovastukseen vaikuttaa pääasiassa betonin huokosrakenteen tyyppi ja huokosten määrä sekä niissä esiintyvän kosteuden määrä. Betonin huokoisuusaste määräytyy käytetystä vesi-sementtisuhteesta, hydrataatioasteesta ja käytetystä sidemateriaalista. Vesi-sementtisuhteen pienentyessä betonin huokoisuusaste pienenee, lujuus kasvaa ja karbonatisoitumisnopeus hidastuu. Vaikka betonin lujuudella ei ole juurikaan vaikutusta karbonatisoitumisnopeuteen, lujemmissa betonilaaduissa karbonatisoituminen on hitaampaa muuttuneen huokoisuuden johdosta. (Lahdensivu 2010).

Lahdensivu (2010) mukaan betonin huokosrakenteessa olevan kosteuden määrä vaikuttaa merkittävästi diffuusiovastuksen suuruuteen, koska veden täyttämien huokosten hiilidioksidipitoisuus on vain murto-osa ilman hiilidioksidipitoisuudesta. Tästä johtuen hiilidioksidin tunkeutumisnopeus betoniin vähenee kosteissa olosuhteissa. Sadevesi hidastaa karbonatisoitumisreaktiota tehokkaasti esimerkiksi parvekelaattojen yläpinnassa ja muilla sateelle altilla pinnoilla. Toisaalta karbonatisoitumisreaktio voi tapahtua vain vesilioksessa, joten kuivissa olosuhteissa, joissa ilman suhteellinen kosteus on alle 30%:a,

reaktio pysähtyy kokonaan. (by 42 2002). Karbonatisoituminen on nopeimmillaan 50 – 70 %:n suhteellisessa kosteudessa (Lahdensivu 2010).

Reagoivat aineet karbonatisoitumisprosessissa ovat kalsiumhydroksidit, joita syntyy hydrataatioreaktion tuotteina. Kalsiumhydroksidien pitoisuuteen vaikuttaa erityisesti käytetty sideainetyyppi ja alkalisten materiaalien määrä. Suurempi kalsiumhydroksidipitoisuus vaikuttaa siihen, kuinka suuri määrä hiilidioksidia tarvitaan karbonatisoitumisreaktioon betonissa eri syvyyksillä. (Lahdensivu 2010). Betonin hydratoitumisasteen ja sementtimäärän kasvu hidastaa karbonatisoitumisreaktiota (by 42 2002).

Ilman hiilidioksidipitoisuus vaikuttaa suoraan karbonatisoitumisnopeuteen, koska karbonatisoitumisprosessi käyttää lähes yksinomaan ilmakehän hiilidioksidia. CO₂-pitoisuus ei vaihtelee juurikaan alueittain, mutta ilmakehän hiilidioksidipitoisuus on noussut lähes 30 %:a viimeisen 50 vuoden aikana ja jatkaa nousemistaan tulevaisuudessa. Ilmastonmuutos nopeuttaa siis kaikkien betonirakenteiden karbonatisoitumista ja edistää raudoitteiden korroosiovaurioitumista. (Lahdensivu 2010).

Lämpötila vaikuttaa karbonatisoitumiseen pohjoisilla alueilla. Alemmissa lämpötiloilla ilman suhteellinen kosteus nousee, mikä estää hiilidioksidin tunkeutumista betoniin. Myös suurimmissa huokosissa vesi alkaa jäätymään alle 0 °C:sta lämpötilassa, mikä vaikuttaa hidastavasti karbonatisoitumiseen. Lämpötilalla ei ole kuitenkaan juurikaan vaikutusta karbonatisoitumisnopeuteen, kun se on yli 0 °C:sta. (Lahdensivu 2010).

Halkeamat betonin pinnassa voi aiheuttaa karbonatisoitumisen nopean etenemisen teräkseen asti ja aloittaa paikallisesti aktiivisen korroosion teräksessä. Tämä koskee kuitenkin vain suurempia halkeamia. Betonissa yleisesti esiintyvät kapeat halkeamat eivät vaikuta karbonatisoitumisnopeuteen, koska ne täyttyvät usein vedellä ja kuivuvat muita pintoja hitaammin. (Lahdensivu 2010).

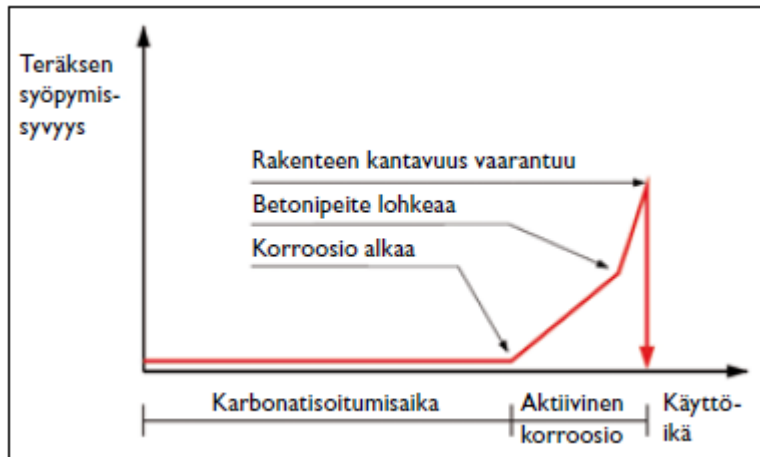
Karbonatisoitumisnopeuden hajonta on suuri, koska siihen vaikuttavat monet tekijät by 42 (2002) mukaan. Hajontaa voi tapahtua jopa samassa talossa saman tyyppisissä rakenteissa riippuen esimerkiksi ilmansuunnasta, säärasituksesta, maanpinnan muodoista tai muista esteistä. Karbonatisoitumisnopeuteen vaikuttavia rakenteellisia tekijöitä ovat esimerkiksi erilaiset pinnoitteet ja pintakäsittelyt, joiden veden sekä vesihöyryn läpäisevyys vaihtelevat (by 42 2002). Myös rakennusaikaiset työvirheet tai betonin laadun poikkeamat voivat aiheuttaa kiihtyneen karbonatisoitumisreaktion rakenteessa.

Suuri kloridipitoisuus betonissa voi käynnistää raudoitteiden korroosion, vaikka betoni ei olisikaan karbonatisoitunut. Kynnysarvo kloridipitoisuudelle on noin 0,03...0,07 p-%:a

betonin painosta. Rakenteen kloridipitoisuus voi kasvaa esimerkiksi merituulen kuljettamista suolojen tai teiden sulatukseen käytettävän suolan myötä. Rakenteiden valmistuksessa on voitu myös käyttää kiihdyttävänä lisäaineena kalsiumkloridia (CaCl_2). Lisäaineen määrä ylittää yleensä moninkertaisesti korroosion vaatimien kloridien kynnysarvon. Kloridikorroosion vaikutuksesta raudoitteiden korroosion on usein pistemäistä ja voimakasta. (by 42 2002). Pistemäistä korroosiota raudoitteisiin voi aiheutua eristekerroksen läpi meneviin raudoitteisiin, kun eriteenä on käytetty Toja-levyä. Toja- tai Tojax-levy on sementtilastuvillalevy, jossa puulastuja on sidottu yhteen sementtiliimaa käyttäen (Helemaa 2004). Toja-levyn valmistuksessa on käytetty kiihdyttiminä klorideja, jotka voivat aiheuttaa kosteissa olosuhteissa pistemäistä korroosiota raudoitteisiin eristehalkaisu kohdalla. Vauriot ovat piileviä ja ne vaativat rakenneavauksia raudoitteiden kunnon selvittämistä varten. (Pentti 2017).

Lahdensivun (2010) mukaan parvekkeissa raudoitteiden aktiivisen korroosion aiheuttaa lähes aina betonin karbonatisoituminen ajan myötä, koska ne harvoin altistuvat kriittiselle määrälle klorideja. Betonin karbonatisoitumisnopeus on suurin parvekelaatan alapinnassa, koska alapinta on usein maalattu huokoisella ja vesihöyryä läpäisevällä maalilla, jolloin betoninhuokosverkostoon ei ole päässyt kertymään sadevettä, jolla on karbonatisoitumista hidastava vaikutus. Ilman passiivikalvon suojausta teräksen korroosio alkaa, kun betonin suhteellinen kosteus ylittää 65 – 70 %:a. Yli 80 – 85 %:n suhteellisessa kosteudessa teräksien korroosionopeus kiihtyy huomattavasti. Jatkuvasti märkänä pysyvissä rakenteissa korroosionopeus laskee, koska huokosverkoston täyttyminen vedellä estää hapen diffuusiota. Ulkoilman kanssa kosketuksissa olevissa rakenteissa rakenteiden ja ilman kosteuspitoisuus on kuitenkin hyvin vaihtelevaa, joten rakenteet ovat harvoin veden kyllästämiä pitkiä aikoja kerrallaan. (by 42 2002).

Terästen aktiivinen korroosiovaihe voi kestää vuosia siitä, kun teräksiä suojaava passiivikalvo on rikkoutunut. Passiivikalvon rikkoutumisen jälkeen teräksen korroosionopeus on suurin kosteudelle alttiilla pinnoilla. Parvekelaattojen alapinnat, jossa karbonatisoitumisnopeus on suurin, eivät ole kuitenkaan alttiin suoralle sateelle. Tästä johtuen raudoitteissa jo alkanut korroosio voi olla hidasta ja kestää vuosia ennen näkyviä vaurioita. (Lahdensivu 2010). Betonirakenteen korroosioprosessin eteneminen on esitetty kuvassa 9.



Kuva 9. Betonirakenteen korroosioprosessin eteneminen. Rakenteeseen alkaa syntyään vaurioita betonin karbonatisoitumisvaiheen jälkeen. (Lahdensivu 2010)

Raudoitteiden korroosioprosessin lopputuloksena teräs reagoi hapen kanssa muuttuen rautaoksidiksi Fe_3O_4 , jonka tilavuus on yli kaksinkertainen normaaliin teräkseen verrattuna. Teräksen tilavuuden kasvaminen betonin sisällä aiheuttaa painetta, joka lopulta halkaisee betonikuoren.

Jo tehtyjen tutkimusten pohjalta on voitu todeta, että raudoitteiden korroosion aiheuttamia vaurioita esiintyy yli 65%:ssa BeKo-tietokannan 1960-1996 välillä rakennetuissa betoniparvekkeissa (Lahdensivu 2011). Parvekkeen käyttöikä on loppu silloin, kun se korjataan ulkonäöllisistä tai teknillisistä syistä. Yleisimmät korjausta aiheuttavat tekijät ovat lohkeamat betonipeitteessä ja esiin nousseet ruostuneet raudoitteet. Raudoitteiden halkaisijan koko vaikuttaa sen korroosionopeuteen siten, että suurempi halkaisijainen teräs laajenee enemmän korroosion vaikutuksesta ja lohkaisee betonipeitteen nopeammin.

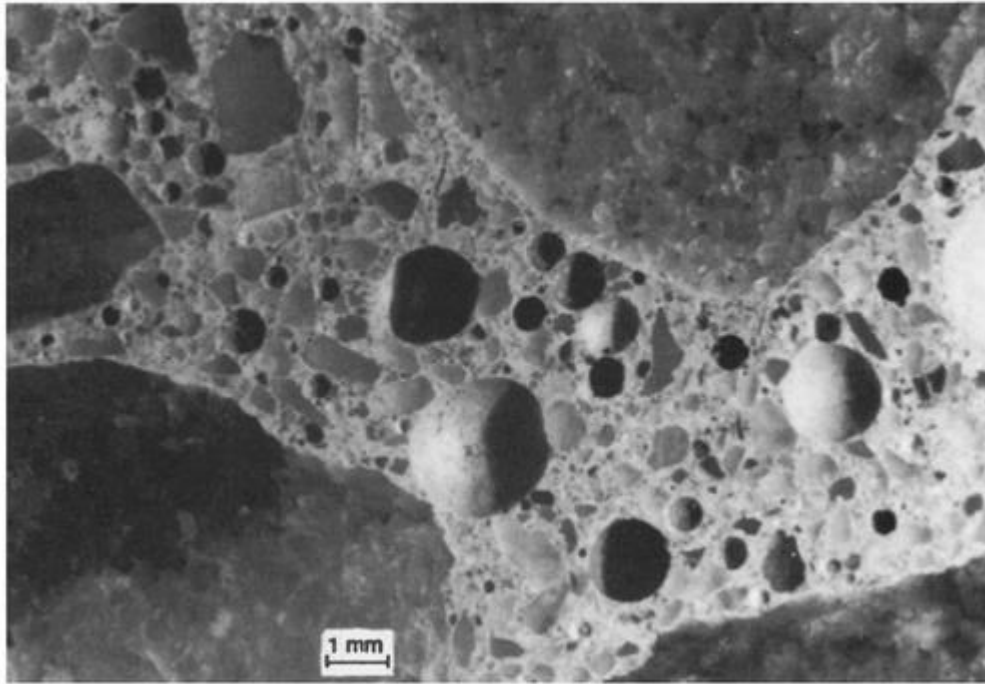
Raudoitteiden korroosio ja betonin lohkeaminen tai halkeaminen eivät ole pelkkä ulkonäöllinen haitta, vaan niillä on vaikutusta rakenteen kokonaiskantavuuteen. Kantavuuden heikkenee rakenteessa, koska tehollisen raudoitteen pinta-ala pienenee korroosion vaikutuksesta. Artikkelissa ”Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement” on koottu yhteen eri tutkimuksia betonipalkin kantavuuden testauksesta, kun palkin teräksille on suoritettu kiihdytetty korroosio. Tulosten mukaan tehollisen raudoitteen pinta-ala voi pienentyä korroosion vaikutuksesta 1 – 5 %:a, mikä johtaa noin 5 – 20 %:n kantavuuden heikkenemiseen. Eri tutkimuksissa käytettiin halkaisijaltaan erilaisia teräksiä, joten tutkimustuloksia ei voida suoraan verrata keskenään. Tulokset kuitenkin osoittavat, että betonirakenteiden kantavuus voi heikentyä huomattavasti raudoitteiden korroosiosta. Raudoitteiden korroosio aiheuttaa myös käyttörajatilan taipumien ja kuormasta aiheutuvien halkeamien leveyden kasvamista. (Rodriguez, J. 1997).

3.1.2 Betonin pakkasrapautuminen

Betoni on huokoinen materiaali. Sementin ja veden hydrataatioprosessissa sementtikiven väliin muodostuu hydrataatioon osallistumattoman veden täyttämiä onkaloita eli kapillaarihuokosia, joiden koot vaihtelevat 5 nm:stä ja 1 µm:iin. Kapillaarihuokosten kokoon ja määrään vaikuttaa betonin vesi-sementtisuhde ja hydrataatioaste. Kapillaarihuokosten koko pienenee hydrataatioasteen ollessa pieni ja erittäin suurien kapillaarihuokosten määrä vähenee alemmalla vesi-sementtisuhteella. (Pigeon & Pleau 1995).

Betonin kapillaarihuokokset ovat kosteissa olosuhteissa, kuten ulkoilmassa, usein veden täyttämiä. Parvekkeissa betonin kapillaarihuokosiin pääsee vettä parvekelaatan yläpinnan vedeneristysten tai vedenpoiston puutteellisuudesta. Viistosateen merkitys ei ole huomattava tarkasteltaessa parvekelaattoja. Pakkasella kapillaarihuokosissa oleva vesi alkaa jäätymään, jolloin sen tilavuus kasvaa noin 9 %:a. Tällöin nestemäinen vesi pyrkii virtamaan pois kapillaarihuokosesta, aiheuttaen hydraulista painetta rakenteeseen. Tästä aiheutuu rakenteeseen sisäisiä jännityksiä, jotka voivat ylittää materiaalin lujuuden ja aiheuttaa säröilyä. Jäätymisen ja sulamisen toistuessa kymmeniä kertoja, rakenne alkaa haurastua ja lohkeilla. (Pigeon & Pleau 1995) (Lahdensivu 2010). Lahdensivun (2011) mukaan pakkasrapautumisen aiheuttamat vauriot ovat usein piileviä ja alkavia vaurioita on hyvin vaikeaa todeta silmämääräisesti. Vauriot alkavat näkyä vasta pitkälle edenneessä pakkasrapautumisessa, jolloin betonin puristuslujuus on heikentynyt jo huomattavasti.

Pakkasrapautumista voidaan estää lisähuokoistamalla betonia. Prosessin tuloksena sementtimassaan saadaan suuri määrä ilmatäytteisiä suojahuokosia, jotka ovat todella lähellä toisiaan. Suojahuokosten välinen etäisyys on noin 100 µm:ä ja halkaisija keskimäärin noin 100 µm:ä. Suojahuokokset ovat suuremman kokonsa ansiosta kosteissakin olosuhteissa ilman täyttämiä. Kapillaarihuokosissa olevan veden jäätyessä, nestemäinen vesi pääsee purkautumaan läheisiin suojahuokosiin, eikä aiheuta hydraulista painetta. Suojahuokosien pitää olla tarpeeksi lähekkäin, että veden siirtyminen niihin onnistuu. Betonissa on ilman lisähuokoistamistakin ilmatäytteisiä huokosia, mutta niiden määrä on liian alhainen ja huokosten väliset etäisyydet liian suuria, jotta ne voisivat tehokkaasti estää hydraulisen paineen syntymistä. (Pigeon & Pleau 1995).



Kuva 10. *Betonin huokosrakenne sementtikivien välissä lisähuokoistamisen jälkeen. (Pigeon & Pleau 1995).*

Betonin pakkasenkestävyyden parannus lisähuokoistamalla keksittiin 1950-luvulla. Kuvasssa 10 on esitetty lisähuokoistetun betonin rakennetta. Suomessa ulkorakenteissa betonin lisähuokoistamista ja pakkasenkestävyyden parantamista ohjeistettiin vuoden 1976 betoninormeissa. Lisähuokoistus vakiintui elementtituotannossa vuonna 1981. Suomessa rakennetut 1960- ja 1970-luvun lähiöiden rakenteet jäivät kuitenkin kehityksestä paitsi, mistä johtuen monet tämän ajan julkisivu- ja parvekerakenteet ovat yleisesti vaillinaisia pakkasenkestävyydeltään. (Lahdensivu 2010). Pakkasrapautumisen aiheuttamia vaurioita esiintyy noin 30%:ssa BeKo-tietokannan 1960-1996 välillä rakennetuissa betoniparvekkeissa. Vaurioita on suhteellisen vähän verrattuna parvekerakenteissa puutteelliseen pakkasenkestävyyteen, jota esiintyy noin 60 – 70 %:ssa BeKo-tietokannan parvekkeita. (Lahdensivu 2011)

3.2 Kuntoarvio

Rakenteen korjausprojekti aloitetaan yleensä taloyhtiön tai isännöitsijän tilaamalla kuntoarviolla. Kuntoarviossa kartoitetaan rakenteen nykytila ja mahdollinen korjaustarve käyttäen apuna kohteen vanhoja asiakirjoja ja suorittamalla rakenteen silmämääräinen katselmus. Kuntoarvion tavoitteena on määrittää jatkotutkimustarve, tutkittavat asiat ja tutkimusmenetelmät. (by 42 2002). Osassa tapauksista voidaan kuntoarvion perusteella

jo toteuttaa korjaussuunnittelu. Näissä tapauksissa rakenteen vauriot ovat yleensä jo pitkälle edenneitä, että kustannustehokkaana korjausvaihtona on vain rakenteen kokonaan uusiminen. Korjaussuunnitelmien toteuttaminen kuntoarvion perusteella ei ole kuitenkaan suositeltavaa etenäkään suurissa kohteissa, koska riskinä on rakenteiden ylikorjaus ja kustannusten kasvaminen.

Kuntoarvio tekeminen aloitetaan tutustumalla kohteeseen ja tarkasteltavaan rakenteeseen käymällä läpi kohteen vanhat rakennesuunnitelmat ja mahdolliset muut asiakirjat. Kohteen alkuperäiset suunnitelmat saa yleensä suoraan tilaajalta, mutta myös kaupungin rakennusviraston arkistossa voi löytyä suunnitelmat sähköisessä muodossa. Vanhoja suunnitelmia ei ole kuitenkaan aina saatavilla etenäkään vanhoissa kohteissa, jotka ovat rakennettu 1900 luvun alussa ja sitä ennen. Vanhojen suunnitelmien puuttuessa korjaussuunnittelijan pitää pyrkiä päättämään rakenteen toteutustapa ympäröivien rakenteiden ja rakennusajankohdalla tyypillisten ratkaisujen perusteella. Tämä vaatii suunnittelijalta paljon kokemusta ja tietämystä rakennusajankohdan rakenteista ja rakennustavoista.

Vanhojen suunnitelmien läpikäynnin yhteydessä selvitetään myös rakenteen mahdollisten aiempien korjausten historia ja vaurioriskirakenteet. Suunnitelmista suunnittelija saa yleiskuvan rakenteen staattisesta toiminnasta, rakenteeseen liittyvistä ongelmista ja mahdollisista piilevistä vaurioista (by 42 2002). Rakenteelle on voitu sen rakennusajankohdan jälkeen tehdä eri suuruisia korjauksia, joista ei aina löydy erillistä suunnitelmaa. Tällaisia korjauksia voivat parvekkeiden tapauksessa olla esimerkiksi pintalaatan valaminen, kaatojen korjaukset tai laatan yläpinnan vedeneristäminen. Rakenteen suunnitelmien mukaisuus tulee varmistaa silmämääräisen kartoituksen yhteydessä, koska rakenteen toteutustapa voi poiketa suunnitellusta merkittävästi.

Kohteen silmämääräisen arvioin avulla kartoitetaan tarkemmin näkyviä vaurioita ja niiden määrää sekä merkitystä. Samalla luodaan yleiskuva rakenteiden rasitusoloista eri julkisivuilla. Kosteusrasituksen määrän arvioinnissa on tärkeää huomioida myös liittyvät rakenteet, pellitykset, kattojen kaadot ja vedenpoisto. Kartoituksen yhteydessä selvitetään myös kuntotutkimuksen käytännön suorittamiseen liittyviä seikkoja, kuten maastonmuotoja, esteitä, kulkumahdollisuuksia ja nostolaitteen käyttömahdollisuuksia. (by 42 2002).

Rakenteen potentiaalisien vauriotapojen ja toimivuuspuutteiden selvittämisen jälkeen kuntoarvion yhteydessä määritellään yhdessä tilaajan kanssa kuntotutkimuksen tavoit-

teet. Tavoitteiden ja tehtyjen selvitysten pohjalta laaditaan kuntotutkimuksen tutkimussuunnitelma. Tutkimussuunnitelmassa määritetään mitä suureita mitataan ja havainnoidaan sekä niihin tarvittavat tutkimuksen ja selvitykset. Käytettävien menetelmien ja resurssien avulla määritetään suoritettava otosmäärä, joka on mahdollisimman taloudellinen, mutta riittävän kattava. (by 42 2002).

3.3 Kuntotutkimus

Kuntotutkimus vaihe sisältää varsinaiset tutkimukset, tutkimustulosten analysoinnin ja raportoinnin. Tavoitteena on saada riittävä tieto vaurioitumismekanismeista, niiden vaikutuksista, vaurioiden etenemisestä ja laajuudesta, jotta voidaan tehdä tarvittavat korjaussuunnitelmat. Parvekkeiden tapauksessa tutkittavia asioita on raudoitteiden korroosio, betonin pakkasrapautuminen, liitosten toimivuus, kosteustekninen toimivuus, halkeamat ja pintakäsittelyn vauriot. (by 42 2002).

3.3.1 Raudoitteiden korroosion tutkimusmenetelmät

Raudoitteiden korroosion tutkimisessa pelkän vaurion olemassa olon selvittäminen ei riitä, vaan korjaustavan valintaa varten on selvitettävä vaurioitumisen syy, laajuus, eteneminen ja vaikutus rakenteen toimintaan. Ennen tutkimuksia raudoitteiden korroosio tilannetta voidaan arvioida suunnitelmista esimerkiksi betonin lujuusluokasta, rakenteiden iästä, raudoituksen tyypistä ja asettelusta suhteessa rakenteen mittoihin. Silmämääräisessä tutkimuksessa voidaan kartoittaa näkyvien vaurioiden määrä, vaurioiden sijainti, peitepaksuus vauriokohdissa ja kosteusrasitus. Kenttä- ja laboratoriotutkimuksien avulla voidaan tutkia betonin karbonatisoitumissyvyyttä, betonin kloridipitoisuutta, peitepaksuuksia ja raudoitteiden korroosiotilaa. (by 42 2002).

Betonin karbonatisoitumissyvyyttä mitataan pH-indikaattorilla, jonka avulla voidaan mitata karbonatisoituneen ja karbonatisoitumattoman betonikerroksen paksuus. Mittausta varten rakenteesta otetaan poralieriö, jonka pinta käsitellään indikaattoriliuoksella mieluiten mahdollisimman pian koepalan poraamisen jälkeen. Indikaattoriliuos värjää voimakkaasti emäksisen karbonatisoitumattoman betonin punaiseksi, jolloin näytteestä voidaan mitata jo neutralisoituneen betonikerroksen paksuus. Karbonatisoitumissyvyys voi vaihdella huomattavasti jo yksittäisessä parvekelaatassa, joten näytteitä täytyy ottaa useita eri kohdista laattaa, jotta saadaan edustava arvio karbonatisoitumisen etenemi-

sen keskiarvosta. Yksittäiset mittaukset esimerkiksi halkeamien kohdalla voi antaa hyvinkin poikkeavia tuloksia muihin mittauksiin verrattuna, joten nämä tulokset kirjataan, mutta ei huomioida keskiarvon arvioinnissa. (by 42 2002).

Korroosion riskivyyhykkeellä olevan raudoituksen määrää voidaan määrittää mittaamalla raudoitteiden peitepaksuuksia. Peitepaksuuksia voidaan mitata rakenteita rikkomatta sähkömagneettiseen induktioon perustuvalla peitepaksuusmittarilla. Tarkkojen mittaus tulosten saaminen edellyttää laitteiston kalibrointia ja tarkasteltavan raudoituksen halkaisijan syöttämistä. Raudoituksen halkaisija saadaan tietoon vanhoista suunnitelmista tai tarvittaessa voidaan tehdä pienimuotoinen rakenneavaus esimerkiksi vaurioalueen läheisyyteen. Mittaus vaatii suuren otannan ja suositeltava määrä on 100 – 200 kappaletta useasta rakenteesta, jotta saadaan eliminoitua rakenneosien laatujen vaihtelu aiheuttama virhe mahdollisemmin tehokkaasti. (by 42 2002).

Raudoitteiden kloridikorroosiota tutkitaan laboratoriotutkimuksella, jossa määritetään betonin kloridipitoisuus. Parvekkeiden tapauksessa tutkimus on aiheellinen, jos kohde on lähellä meren rantaa tai on epäily valmistuksessa käytettyjen kiihdyttimien aiheuttamasta korroosiosta. Kloridipitoisuus mitataan poravarasalla porattavasta reiästä kerätyistä jauhenäytteistä. Jauhenäyte otetaan vaihteittain ja näytteet eri syvyyksiltä erotellaan, jotta voidaan päätellä, onko kloridipitoisuus peräisin valmistuksesta vai ympäristöstä. Valmistuksesta peräisin oleva kloridipitoisuus on tasaisesti jakautunut koko näytteen matkalla, kun taas ympäristön aiheuttamassa tapauksessa kloridipitoisuus on suurin pinnassa ja pienenee syvemmälle mentäessä. Kloridipitoisuuden määrittämis menetelmänä käytetään titrausta. (by 42 2002).

3.3.2 Pakkaskestävyyden ja rapautumisen tutkimusmenetelmät

Betonin pakkasrapautuman tutkimuksessa voidaan ottaa kaksi erilaista lähestymistapaa. Voidaan tutkia rakenteen pakkaskestävyyttä tai rakenteen pakkasrapautuneisuutta. Jos rakenteen pakkaskestävyys todetaan puutteelliseksi, pitää mahdollinen pakkasrapautuma tutkia erikseen. Pakkasrapautumisen tutkimuksen yhteydessä selvitetään rapautumisen syy, aste, laajuus, sijainti, eteneminen ja vaikutukset rakenteen kantavuuteen. Rapautumisriskiä voidaan arvioida suunnitelmista betonin laadun ja rakenteen kosteusrasituksen avulla. Silmämääräisesti voidaan todeta pitkälle edennyt pakkasrapautuminen parvekerakenteissa verkkohalkeilusta ja kalkkivalumista. (by 42 2002).

Betonin pakkasenkestävyyttä voidaan tutkia laboratoriossa mikrorakennetutkimuksilla. Tutkimus toteutetaan ohut- tai pintahienäytteestä, joiden tarkastamisesta mikroskoopilla saadaan tietoa betonin rakenteesta ja kunnosta. Näytteistä saadaan selville betonissa olevan lisähuokoistuksen määrä ja mahdolliset syntyneet säröt, mutta myös tarvittaessa betonin laatu, karbonatisoitumissyvyys, pintakäsittelyiden tartuntatila ja maalien asbestipitoisuus. Näyte otetaan timanttiporaamalla ja hiotaan todella ohueksi. Hienäytteet ovat kallis tutkimusmenetelmä, joten näytteiden määrä ja kohdentaminen tulee suunnitella tarkasti. (by 42 2002).

Betonin suojahuokostussuhdetta voidaan tutkia laboratoriossa vedellä kyllästettyä betoninäytettä punnitsemalla. Yleisesti kuntotutkimuksissa käytetty menetelmä on alipaine-menetelmä, jossa alipaineen avulla täytetään suojahuokokset. Menetelmä on suhteellisen halpa ja soveltuu pienille näytteille. Standardin mukainen koe vaati kuitenkin suojahuokosten täyttöö vedellä korkeapaineen avulla, mutta tämä menetelmä soveltuu huonosti pienille näytteille. Suojahuokossuhdetta voidaan mitata myös vedenimukokeella, jonka avulla saadaan pakkasrapautumiseen tarvittavan vesikosketusajan pituus. Mittausmenetelmät antavat hieman toisistaan poikkeavia tuloksia riippuen betonin laadusta. (by 42 2002).

Betonin pakkasrapautumista voidaan arvioida paikan päällä vasaroimalla. Vasaroinnissa käytetään raskasta vasaraa ja kuunnella osuman aiheuttamaa ääntä betonissa. Rapautuneet pinnat aiheuttavat normaalia matalamman koputus äänen ja vasaran kimpoaa rapautuneesta pinnasta vähemmän. (by 42 2002). Vasaroinnilla pystytään vain paikantamaan jo pitkälle edennyt pakkasrapautuminen. Sen avulla voidaan rajata rapautuneet rakenteet pois jatkotutkimuksista.

Kentällä tai laboratoriossa suorittavilla vetokokeilla voidaan todeta betonin pakkasrapautuminen. Rapautuminen aiheuttaa betonien sisäistä mikrohalkeilua, jonka seurauksena betonin lujuus heikkenee. Etenkin betonin vetolujuus heikkenee halkeamien vaikutuksesta. Vetolujuutta mittaamalla voidaan arvioida betonin rapautumisastetta, laatua ja korjattavuutta, mutta myös lisäksi paikkauslaastien tartuntaa. Koetta varten rakenteesta portaan lieriön muotoinen näyte, johon aiheutetaan keskeistä vetoa. Alhainen vetolujuus ei aina kuitenkaan johdu betonin rapautumisesta, vaan syynä voi olla esimerkiksi alhainen runkoaineen laatu, betonin alhainen lujuus tai kuormituksesta aiheutunut betonin halkeilu. Taulukossa 9 on esitetty mahdollisia tulkintoja vetokokeiden vetolujuuksien tuloksille. (by 42 2002).

Taulukko 9. Mahdollinen tulkinta betoninäytteistä mitattuja vetolujuuksia. (by 42 2002).

Vetolujuus	Todennäköinen rapautumistilanne
luokkaa 0 MPa	Näytteessä on pitkälle edennyttä rapautumaa
Luokkaa 0,5 – 1,0 MPa	Näytteessä on jonkinasteista rapautumaa
Luokkaa 1,5 MPa tai yli	Näytteessä ei todennäköisesti ole merkittävää rapautumaa

3.3.3 Kiinnityksien tutkiminen

Parvekerakenteen kiinnikkeiden tai seinän sisään menevien vetoterästen ja rataakiskojen kunnon selvittäminen edellyttää rakenneavauksia. Kunto voidaan tutkia porareian välityksellä tai erillisellä rakenneavauksella, kuten oven kynnyksen poistamisella kannakkeiden kulkiessa eristekerroksen läpi. Ulokeparvekkeiden kiinnikkeiden kuntotutkimuksia kannattaa toteuttaa harkiten ja vain silloin, kun on epäily, että kiinnikkeet ovat voineet vaurioitua. Vaurioriskialttiita tilanteita ulokeparvekkeissa on eristekerroksen läpi tulevien vetoteräksien tai rataakiskojen kloridikorroosio. (by 42 2002; Pentti 2017). Kaikissa liitostyypeissä rakenneavaukset ei ole tarpeellisia tai kannattavia. Esimerkkinä tällaisesta liitoksesta on reunapalkista tulevien vetoterästen tarkastaminen. Reunapalkista kannateltujen parvekkeiden tapauksessa kuntotutkimus kohdistetaan reunapalkin kuntoon ja kantokykyyn.

Kiinnityksien tutkimisessa otannan pitää olla riittävän suuri ja kattava. Hyvä kuntoisten kiinnikkeiden toteamiseen riittää yleensä kolmesta viiteen rakenneavausta, joista kaikissa kiinnikkeiden kunto on hyvä. Tällöin saadaan riittävä varmuus kiinnikkeiden kunnosta. Kiinnikkeiden kunnon arvioimiseen ei ole syytä milloinkaan luottaa vain yhteen avaukseen. (by 42 2002).

3.3.4 Betonin materiaaliominaisuuksien tutkiminen

Betonin puristuslujuus kertoo yleensä betonin laadun. Betonin puristuslujuus ei kuitenkaan kerro vaurioiden olemassa oloa tai etenemistä, joten sen tutkiminen ei ole yleensä tarpeen kuntotutkimuksissa. (by 42 2002). Nykyisen betonin puristuslujuuden määrittäminen on kuitenkin hyödyllinen tieto vanhan rakenteen kantavuuden selvityksen kannalta. Vanhan rakenteen kantavuusselvitystä on käsitelty tarkemmin luvussa 4.1. Betonin puristuslujuus voidaan määrittää koekuormittamalla poranäytteet murtoon saakka. Puristuskokeiden poranäytteet voidaan ottaa vaivattomasti muiden näytteiden, kuten karbonatisoitumismittausten koepalojen, yhteydessä.

3.4 Parvekkeiden korjausmenetelmät

Tarvittavien kuntotutkimuksien ja vaurioiden kartoittamisen jälkeen valitaan rakenteen korjausperiaate. Parvekkeen korjauksen periaatteet voidaan jakaa säilyttävään korjaukseen, muuttavaan korjaukseen, rakenteen uusimiseen ja erikoismenetelmiin (by 41 2007). Eri korjausperiaatteet sisältävät useamman tavan korjauksen toteuttamiselle. Korjausperiaatteen valintaan vaikuttaa usein monet tekniset, taloudelliset ja yhteiskunnalliset seikat. Nämä seikat on luokiteltu Betonirakenteiden korjausohjeessa by 41 2007 seuraavasti:

Tekniset seikat:

- rakenteellinen varmuus ja turvallisuus
- vauriotilanne
- rakenteen korjaustarve
- korjaustavan kyky poistaa ongelmat ja vauriot
- korjauksen työtekeminen toteutettavuus
- korjauksen onnistumiseen liittyvät riskit
- liittyvien rakenteiden korjaustarve

Taloudelliset ja arvostukseen liittyvät seikat:

- korjauksella saavutettava käyttöiän lisäys
- korjauskustannukset
- ylläpito- ja käyttökustannukset
- vaikutukset ulkonäköön
- korjaustyön aiheuttamat haitat käyttäjille ja niiden kesto
- ympäristöystävällisyys
- toiminnalliset vaikutukset

Yhteiskunnalliset seikat:

- vaikutus ympäristöön ja kaupunkikuvaan
- kaavamääräysten asettamat rajoitukset
- suojelutarve tai -päätökset

Korjausperiaatteen ja -tavan valinta aloitetaan useasti valitsemalla teknisistä seikoista ja ratkaisuksista ne toimenpiteet, joilla pystytään ratkaisemaan kohteessa esiintyvät ongel-

mat. Tämän jälkeen mietitään valittujen korjaustapojen hyötyjä, kustannuksia ja vaikutuksia taloudellisesta sekä käytännöllisestä näkökulmasta. (by 41 2007). Mahdolliset suojelukriteerit ja ulkonäkövaatimukset kannattaa ottaa varhaisessa vaiheessa huomioon korjaustavan valinnassa ja tarpeen mukaan järjestää ennakoneuvottelu rakennusviraston ja/tai museoviraston kanssa.

3.5 Säilyttävä korjaus

Säilyttävällä korjauksella on tarkoitus lisätä nykyisen rakenteen käyttöikää ilman suurempia purkutöitä, eikä siinä muuteta parvekkeen ominaisuuksia tai ulkonäköä olennaisesti. Korjauksen suojaustehokkuus saavutetaan alentamalla rakenteen kosteusrasitus-tasoa. Säilyttävän korjauksen voi jakaa vielä kahteen ryhmään, jotka ovat pinnoitus- ja valukorjaus. Pinnoituskorjaus voidaan vielä jakaa huoltomaalaukseen, suojaavaan pinnoitukseen ja perusteelliseen pinnoitus- ja paikkauskorjaukseen. (Haukijärvi 2005).

3.5.1 Huoltomaalaus

Huoltomaalauksessa parvekkeiden rakenteita suojataan pinnoittamalla rakenne uudelleen. Tämä on hyvin kevyt kunnostuskorjaustoimenpide, jolla saadaan lisättyä hieman parvekkeen käyttöikää ja kohotetaan sen ulkonäköä. Huoltomaalaus voidaan suorittaa suoraan vanhan pinnoitteen päälle useissa tapauksissa, mutta on suositeltavaa aina poistaa vanha pinnoite. Päälle pinnoituksessa on kuitenkin epävarmuustekijöitä ja sopiva pinnoite pitää valita vanhan pinnoitteen mukaan. (Haukijärvi 2005). Vanhasta pinnoitteesta on hyvä aina ottaa koepala, joka lähetetään pintakäsittelytuotteen valmistajalle testattavaksi. Tällä tavalla saadaan vanhan pintakäsittelyn kanssa yhteensopiva maali.

Huoltomaalaus on lähinnä esteettinen korjaus ja soveltuu vain hyväkuntoisille parvekkeille. Huoltomaalauksen riskinä voi olla jo syntyneen vaurioitumisen piilottaminen. Tällöin vaurio voi edetä rakenteessa ilman näkyviä vaurioita. (Haukijärvi 2005).

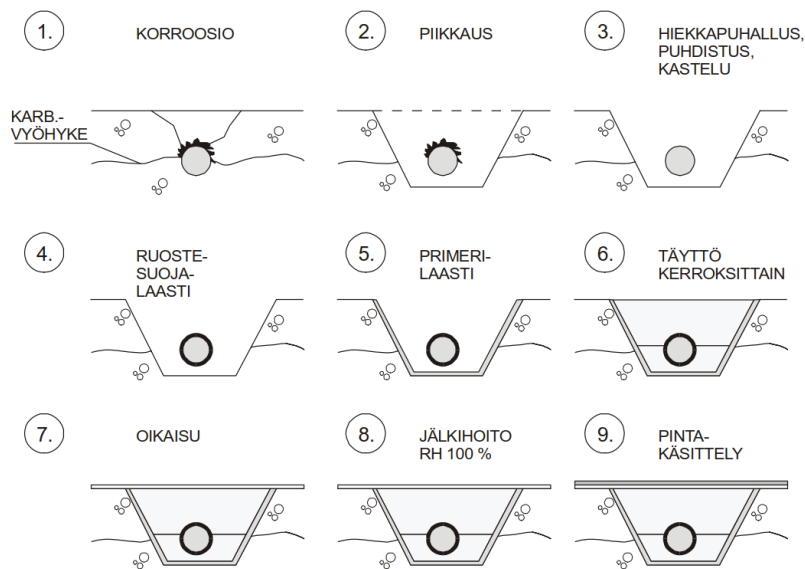
3.5.2 Suojaava pinnoitus

Suojaavalla pinnoitteella pinnoitettaessa poistetaan aina vanhat pinnoitteet kokonaan. Pinnoitteiden poistamisen jälkeen tulee mahdolliset korroosiovauriot katselmoida ja sisällyttää korjaukseen niiden laastipaikkaus. Suojaavalla pinnoituksella pyritään parantamaan rakenteen kosteusteknistä toimintaa lisäämällä tai uusimalla esimerkiksi laatan vedeneristys. Korjaus soveltuu suhteellisen hyväkuntoisille parvekkeille, joissa vaurioita

ei esiinny kuin satunnaisesti ja rakenteen tehokkaalla suojauksella pystytään suojaamaan rakenne tulevaisuuden vaurioilta. Parvekkeiden lasituksella voidaan keventää pinnoituskorjausta, koska erillistä vedeneristyskerrosta ei välttämättä tarvita. (Haukijärvi 2005).

3.5.3 Perusteellinen pinnoitus- ja paikkauskorjaus

Perusteellisessa pinnoitus- ja paikkauskorjauksessa korroosiosta aiheutuneita vaurioita korjataan laastipaikkaustekniikoin. Laastipaikkauksen jälkeen rakenne vielä pinnoitetaan uudelleen. (Haukijärvi 2005).



Kuva 11. Laastipaikkauksen tyypilliset työvaiheet. (by 41 2007).

Laastipaikkaus soveltuu parhaiten käytettäväksi silloin, kun parvekkeen korroosiovauriot ovat vain paikallisia. Laastipaikkauksessa korroosiotilassa olevat teräkset piikataan esiin, puhdistetaan, korroosiosuojakäsitellään ja kolot paikataan laastilla. Laastipaikkauksen eri vaiheet ovat esitetty kuvassa 11. (by 41 2007).

Vauriokohdissa kaikki vaurioitunut betoni tulee poistaa ja korroosiovaurioituneet raudoitukset paljasteen pituussuunnassa vähintään 100 mm:ä vauriokohdan molemmin puolin. Piikkauksessa betonia poistetaan raudoitteen ympäriltä vähintään 1,5 kertaa raudoitteen halkaisijan verran, mutta kuitenkin vähintään 15 mm:ä. Esiin piikatut raudoitteet puhdistetaan ruosteesta puhtausasteeseen Sa2, esimerkiksi hiekkapuhaltamalla. Vesipiikkamalla paljastetut teräksien katsotaan täyttävän tämä puhtausaste. (by 41 2007).

Puhdistettujen teräksien pinnat käsitellään kauttaaltaan korroosionsuojatuotteella mahdollisimman nopeasti puhdistuksen jälkeen, ettei uusia korroosiotuotteita kerkeä syntyä. Korroosionsuojatuotteena voi olla korroosiosuojalaasti tai -maali. Korroosiosuojamaalin tapauksessa ei saa käyttää ilmastorasitetuille teräspinnoille tarkoitettuja maaleja, vaan maalin sopivuus laastikorjaukseen täytyy varmistaa tuotteen valmistajalta. (by 41 2007).

Auki piikattujen kolojen paikkaaminen aloitetaan levittämällä kaikille pinnoille tartuntalaastia, jolla saadaan korjattavalla pinnalle hyvä tartunta alustaansa. Ennen tartuntalaastin levitystä tulee varmistaa alustan riittävä kostutus päivää ennen ja toisen kerran juuri ennen paikkausta. Näin varmistetaan, ettei laastit luovuta kaikkea vesimääränsä alustaan. Liian kuiva alusta voi aiheuttaa laastin liian nopean kuivumisen, heikon tartunnan ja pienen vetolujuuden. Tartuntalaastin päälle levitetään paikkauslaasti yleensä märkämärälle menetelmällä, mutta tämä voi vaihdella tuotekohtaisesti. Laastikerroksille tulee tehdä valmistajan ohjeiden mukaan riittävä jälkihoito etenkin kuumalla säällä, jotta riittävä vetolujuus saavutetaan. (by 41 2007).

Laastipaikkauksien jälkeen tarkistetaan pinnan tasaisuus ja tehdään tarvittaessa tasoituslaastikerros, jolla epätasaisuudet saadaan poistettua. Laastipaikkauksien päälle voidaan myös tarvittaessa tehdä parvekkeen yläpintaan kallistusvalu ja vedeneristyskerros, jolloin erillistä tasoitusta ei tarvita. (by 41 2007).

Korjaustoimenpide on säilyttävistä korjauksista perusteellisin ja se soveltuu parvekkeille, joissa korroosiovaurioita on kohtuullisen vähän. Korjauksen edellytyksenä on, että vanha rakenne on riittävän luja ja pääosin ehjä. Korjaustapaa käytetään etenkin silloin, kun halutaan erityistä varmuutta, pitempää käyttöiän lisäystä ja halutaan säilyttää vanha rakenne. Korjaustavan kustannukset voivat olla kuitenkin suhteellisen suuret verrattuna koko rakenteen uusimiseen. (Haukijärvi 2005).

3.5.4 Valukorjaus

Valukorjaukset ovat usein raskaampi korjaustapa, jossa parvekkeen ominaisuuksia parannetaan eri valutekniikkojen avulla. Valukorjauksiin kuuluvat suuremman mittakaavan paikkakorjaukset, parvekkeen muodon tai koon muuttamiseen. Valukorjauksilla voidaan uusaa laajoja alueita, josta poistetaan vaurioitunut betoni ja valetaan uusi betonikerros kauttaaltaan. (Haukijärvi 2005).

Valukorjauksilla pystytään myös parantamaan parvekkeen toimintaan ja muuttamaan ulkomuotoa. Yleinen tapa on korjauksen yhteydessä mahdollisuuksien mukaan valaa paksumpi suojaavakerros betonia. Vanhoja raudotteita ei tarvitse puhdistaa tai käsitellä korroosionsuoja-aineilla, jos uudella rakenteella täytetään peitepaksuuden vaatimukset (by 41 2007). Yleensä myös parvekelaatan reunaa piikataan paljastaen reunan teräkset, jonka jälkeen teräksiin lisätään korroosionestokäsittely tai jatketaan parvekelaatan reunaa hieman pidemmälle valamalla niin, että riittävä peitepaksuus saavutetaan. Valukorjauksilla voidaan myös parantaa parvekkeen vedenpoistoa tekemällä uusi kallistusvalu sekä vedeneristyskerros. (Haukijärvi 2005).

Valukorjaus soveltuu erityisesti isojen pinta-alojen korjauksiin. Menetelmään käytetään usein pakkasrapautuneiden rakenteiden korjaukseen. Parvekelaattojen alapintojen korjausvaihtoehtoihin kuuluu vielä alapinna ruiskubetonointi. Ruiskubetonoinnilla saada uusi korroosiolta suojaavakerros laatan alapintaan. Menetelmä soveltuu laaja-alaisiin, mutta ei pitkälle edenneisiin korroosioaurioihin. (Haukijärvi 2005). Valukorjauksia suunniteltaessa pitää vanhan rakenteen kantavuus selvittää voimassa olevien määräysten mukaan, jos rakenteen kuormat kasvavat merkittävästi.

Säilyttävien korjauksien yhteydessä on tärkeää miettiä mahdollisen käyttöiän kasvattamisen suuruutta verrattuna korjauskustannuksiin. Verrattaessa korjauskustannuksia rakenteen kokonaisvaltaiseen uusimiseen saadaan selville korjaustoimenpiteen mahdollinen kannattavuus. Korjattu rakenne ei koskaan vastaa uutta rakennetta toiminnaltaan vaan sen odotettu käyttöikä on pienempi ja rakenteellinen toiminta heikompi, kuin uuden yhtenäisen rakenteen. Vertailussa kannattaa myös huomioida koko rakennuksen yleinen kunto. Jos rakennus on lähivuosina suuremman peruskorjauksen tarpeessa, niin voi olla kannattavampaa uusia parvekkeet kokonaan. Vastaavasti myös parvekkeiden ulkonäköä kannattaa verrata koko rakennuksen ulkonäköön korjaustoimenpiteitä valittaessa.

3.6 Uusiva korjaus

Parvekerakenteen kokonaan uusiva korjaus tulee kyseeseen silloin, kun rakenteen vauriot ovat niin laajoja, että muut korjaustoimet eivät ole teknisesti tai kustannuksiltaan järkeviä (Haukijärvi 2005). Uusivassa korjauksessa ei kuitenkaan ole yleensä järkevää uusia kaikkia rakenteita, vaan purkaa pelkästään betoni piikkaamalla rakenteesta säilyttäen vanhat teräkset tai rataiskot (KH 94-00133 1998, s. 12). Uusiva korjaus on myös ainut korjaustapa lisätä oleellisesti parvekkeen kantavuutta ja se mahdollistaa, jopa parvekkeen laajentamisen. Uusimisella mahdollistetaan myös riittävät korroosionsuojakerrokset, jos yläpinnan vetoteräksien tapauksessa lattian tai oven korko ei estä korotusta.

Parvekelaatan uusimisen suunnittelun toteutusta on käsitelty tarkemmin luvussa 4.

3.7 Erikoismenetelmät

Betonirakenteiden korroosiovaurioiden korjaukseen voidaan käyttää erikoistapauksissa erikoismenetelmiä, joita ovat katodinen suojaus, betonin uudelleenalkaloiminen ja sähkökemiallinen kloridienpoisto. (by 41 2007).

Katodisessa suojauksessa raudoituksen sähkökemiallinen potentiaali muutetaan negatiiviseksi, joko uhrianodin tai ulkoisen sähkövirran avulla. Uhrianodin teho betonirakenteiden suojauksessa on suhteellisen heikko, joten sen käyttö on harvinaista. Sähkövirran avulla raudoituksen potentiaali voidaan muuttaa syöttämällä heikko sähkövirta betoniin. (by 41 2007).

Betonin uudelleenalkaloinnissa betonin pH-arvoa nostetaan sähkökemiallisella tai passiivisella uudelleenalkaloimisella. Sähkökemiallisessa uudelleenalkaloinnissa alkalista nestettä imeytetään betoniin sähkövirran avulla. Passiivisessa uudelleenalkaloimisessa ruiskubetonoidaan sementtipitoisella tuotteella, josta siirtyy kosteuden liikkumisen ja diffuusion vaikutuksesta alkalisuutta karbonatisoituneeseen betoniin. (by 41 2007).

Sähkökemiallisessa kloridien poistossa betonista siirretään klorideja pois sähkövirran avulla. Menetelmän järjestely vastaa hyvin paljon sähkökemiallisen uudelleenalkaloinnin järjestelyjä, mutta käsittelyaika on selvästi pitempi. Menetelmä poistaa tehokkaasti kloridipitoisuutta raudoitteiden kohdalta tehokkaan sähkökentän vaikutuksesta, mutta raudoitteiden väliseen betoniin jää lähes alkuperäinen kloridipitoisuus. (by 41 2007).

4. PARVEKEKORJAUSTEN SUUNNITTELU

Rakenne on suunniteltava siten, että sen luotettavuustaso säilyy koko suunnittelun käyttöikänsä ajan. Rakenteella tulee myös olla riittävä kestävyys, käyttökelpoisuus ja säilyvyys. (RIL 201-2-2011, 2011 s. 23).

Tässä osiossa on käsitelty parvekerakenteen korjauksen suunnittelun kannalta tärkeitä kokonaisuuksia, jotka tulee huomioida jokaisessa suunnitteluprojektissa.

4.1 Vanhan rakenteen kantavuuden selvittäminen

Suunnittelijan ensimmäisenä tehtävänä on varmistaa rakenteen riittävä kantavuus ja käyttöturvallisuus. Suunnittelijalla on vastuullaan huolehtia, että hänellä on käytössä suunnittelun vaatimat lähtötiedot (by 41 2007). Kantavuuden kannalta tarvittavia lähtötietoja ovat rakenteen toimintamalli, liitokset viereisiin rakenteisiin ja nykyinen kunto. Tarvittavat lähtötiedot rakenteesta hankitaan vanhoista dokumenteista ja paikan päällä tehdyistä tutkimuksilla.

Korjaussuunnitelmat tulee laatia niin, että sillä voidaan osoittaa suunnittelulle ja rakentamiselle osoitettujen määräysten ja vaatimusten täyttyminen (by 41 2007). Vanhan rakenteen kantavuus tulee aina selvittää korjaussuunnittelun yhteydessä. Vaikka rakenteelle ei tehtäisi korjauksen yhteydessä muutoksia, sen kantavuus on voinut heikentyä vaurioitumisen myötä. Korjatun rakenteen kantavuus ei vastaa uuden rakenteen kantavuutta (by 41 2007).

Rakenteiden kantavuuden tarkastuksessa tulee noudattaa ympäristöministeriön asetusta kantavista rakenteista (477/2014). Asetuksen pykälän 10 § mukaan rakennuksen korjaus- ja muutostyön sekä käyttötarkoituksen muutoksen suunnittelussa ja toteutuksessa on otettava huomioon ja erityisesti syystä selvitettävä rakennuksen ja sen rakenteiden ominaispiirteet ja kunto sekä selvitettävä rakenteen kuormituksen mahdollinen lisääntyminen. Lisäksi rakenteisiin kohdistuvat muutokset eivät saa heikentää rakennestärjestelmän rakenteiden lujuutta, vakautta, käyttökelpoisuutta tai käyttöikää niin, että ne eivät enää täytä teknisiä vaatimuksia. (YMA 477/2014, 3 §, 10 §). Suomen rakennusmääräyskokoelman rakenteiden lujuutta ja vakautta koskevassa osassa ”Kantavien rakenteiden suunnitteluperusteet” täydennetään Ympäristöministeriön asetusta YMA 477/2014 (YM 2016, s. 13). Sen mukaan rakenteiden kunnostamisessa voidaan soveltaa

rakentamisajankohtana voimassa olleita säännöksiä sekä kyseisenä ajankohtana vallinnutta hyvää rakennustapaa, kun rakenteeseen ei tehdä muutoksia eikä kuormitukset kasva nykyisestä tilanteesta.

Ympäristöministeriön asetuksen rakentamista koskevista suunnitelmista ja selvityksistä (YMA 216/2015) pykälä 10 § käsittelee rakennuksen kunnosta laadittujen selvitysten sisältöä. Pykälän mukaan korjaus- tai muutostyön lähtötietona käytettäviin rakennuksen kunnosta laadituissa selvityksissä pitää olla tiedot:

- rakenteiden kantavuudesta ja rakennuksen vakaudesta
- rakennusosien kosteustasapainosta ja muusta rakennusfysikaalisesta toimivuudesta
- rakennuksen sisäilmaston terveellisyydestä
- muista rakennuksen turvallisuuteen ja terveellisyyteen liittyvistä seikoista
- käytetystä selvitysmenetelmästä ja selvityksen laatijan tiedot
- rakennuksen ominaispiirteistä ja rakennushistoriallisesti merkittävistä seikoista
- aiemmin tehdyistä korjaus- ja muutostöistä

Tietojen laajuudessa otetaan huomioon rakennushankkeen laatu ja laajuus. Rakenteiden kunto tulee selvittää riittävällä tarkkuudella myös silloin, kun rakenteen nykyinen kunto vaatii sen korjausta, vaikka kuormitukset eivät lisääntyisivätkään. Rakenteiden kunnan selvitys on tehtävä myös silloin, kun rakennus on kulttuurihistoriallisesti arvokas, suojeltu rakennus, jonka kunnosta ei ole täyttä varmuutta. (YM 2016, s. 13-14).

Kantavuuden selvityksen lähtökohtana on määrittää nykyisen rakenteen luotettavuus ja kyky kantaa nykyiset ja tulevat kuormitukset tietyllä käyttöikä jaksolla (Rücker. et al. 2006 s.6). Selvitystä ei tarvitse suorittaa sellaisille rakenneosille, joihin muutokset eivät vaikuta tai rakenteiden, joiden kantavuutta ei ole syytä epäillä (Holický et al. 2013). Tässä luvussa käsitellään parvekerakenteisiin käytettävien kantavuuden selvityksen syitä ja menetelmiä sekä riittävien lähtötietojen hankintaa korjaussuunnittelua varten.

4.1.1 Menetelmät

Rakenteen kantavuuden selvitys voidaan toteuttaa erilaisin menetelmin, joiden tarkkuus, työmäärä ja luotettavuus vaihtelevat. Tavoitteena on maksimoida tulosten tarkkuus ja minimoida selvityksen hinta. Tällöin ei saa olla liian konservatiivinen kantavuuden mää-

rittämisessä, mutta kantavuuteen liittyviin epävarmuustekijöihin ei saa suhtautua kuitenkaan liian kevyesti. Yleinen menettelytapa on aloittaa kevyimmällä selvitystavalla ja edetä perusteellisempaan selvitystapaan, kunnes saavutetaan riittävä varmuus kantavuudesta. Selvitysmenetelmät voidaan jakaa kokemusperäiseen, kokeelliseen ja laskennalliseen selvitykseen. (Rücker. et al. 2006 s.7-9; Kari 2018 s. 25-26)

Kokemusperäinen arviointi käsittää rakenteen ulkopuolisen tarkastelun silmämääräisesti. Menetelmä pohjautuu täysin tutkijan omaan kokemukseen rakenteen toiminnasta ja vaurioitumismekanismeista. Menetelmällä ei ole mahdollista määrittää rakenteen riittävää kantavuutta. (Rücker. et al. 2006 s.9). Menetelmä on kuitenkin hyvä toteuttaa jokaisen selvityksen yhteydessä, jotta selvittäjälle tai suunnittelijalle tulee yleiskuva vallitsevasta tilanteesta ja siitä saatavista tiedoista on apua vaativampien selvitysmenetelmien toteuttamiseen. (Kari 2018 s. 25-26)

Kokeellisessa menetelmässä rakenteen kantavuus määritetään koekuormitusten avulla ilman laskennallista tarkastelua. Kokeellisessa menetelmässä rakennetta koekuormitetaan ja mitataan rakenteen taipumaa, muodonmuutosta sekä halkeilua. Menetelmällä ei saada kuitenkaan maksimaalista kantavuutta muuta kuin kuormittamalla rakenne murtoon saakka. Kokeellinen menetelmä on hyvin harvoin käyttökelpoinen menetelmä kantavuuden selvitykseen, koska sen suorittaminen ei yleensä ole mahdollista tai kannattavaa. Yhden rakenneosan kuormittaminen ei välttämättä anna riittävän tarkkaa tulosta, että voidaan todeta kaikkien vastaavien rakenteiden kantavuuden olevan sama, vaan samanlaisien rakenteiden kantavuus voi vaihdella säärasituksesta, toteutuksesta, työvirheistä ja vaurioitumisen etenemisestä riippuen. (Rücker. et al. 2006 s. 8-9; s. 12-15; Holický et al. 2013 s. 16; Kari 2018 s. 25-26).

Laskennallisessa menetelmässä hankitaan riittävät lähtötiedot rakenteesta, sen kunnosta ja vallitsevista olosuhteista laskentamallin toteuttamiseksi. Näiden avulla laskentaan rakenteen rasitukset murto- ja käyttörajatiloissa. Lopuksi tarkastellaan täyttääkö rakenne sille määritetyt turvallisuuden ja käyttötilan määräykset selvityksessä käytettävien normien mukaan. (Rücker. et al. 2006 s. 8; Kari 2018 s. 25-26) Lähtötietojen paikkansapitävyyteen pitää suhtautua kriittisesti koko laskennan ajan, koska vanhojen rakenteiden toteutuksessa ja kunnossa on aina epävarmuustekijöitä. (Holický et al. 2013 s. 18; Kari 2018 s. 25-26). Tässä tutkimuksessa käytetään laskennallista menetelmää ja kehitetään siihen laskentaohjelma kantavuuden selvittämiseksi.

4.1.2 Lähtötiedot

Kuten on mainittu jo aiemmin, lähtötiedoissa on aina epävarmuustekijöitä. Kantavuusselvityksen toteuttajalla on tehtävänä arvioida kriittisesti lähtötietojen luotettavuus ja riittävyys selvitystä varten. Yleisesti ei ole kannattavaa käyttää tarkkaa selvitysmenetelmää epätarkoilla lähtötiedoilla, vaan selvitysmenetelmän laajuus tulee valita kohteeseen sopivaksi. Yleisiä lähtötietojen hankintamenetelmiä ovat vanhat suunnitelmat, korjaushistoria, kuntoarvio ja kuntotutkimukset. (Rücker. et al. 2006 s. 9-11) Seuraavissa osiossa on käsitelty tarkemmin eri lähtötietojen hankintamenetelmiä.

Rakennuksien vanhat suunnitelmat löytää yleensä kaupunkien rakennusvalvonnasta alkuperäisenä paperiversiona tai digitoituna. Alkuperäisiä suunnitelmia voi joissain tapauksissa löytää suunnittelun toteuttaneelta suunnittelutoimistolta. Osassa vanhimmista rakennuksista ei ole dokumentoitu tai muuten saatavilla alkuperäisiä rakennesuunnitelmia, vaan pelkästään arkkitehdin tekemät pääpiirustukset. Arkkitehtisuunnitelmia ei voida käyttää rakenteiden kantavuuden selvitykseen kuin viitteellisenä apuna ulkomittojen puolesta.

Vanhoista suunnitelmista pyritään ensisijaisesti selvittämään parvekkeen rakenteesta seuraavat tiedot:

- betonilaatan dimensiot
- raudoituksen tai vaihtoehtoisesti rataakiskojen koko ja jako
- rakenteen toimintamalli
- tuentatapa
- tukirakenteiden dimensiot ja raudoitus
- materiaali- ja kuormitustiedot

Jos vanhoissa suunnitelmissa ei ole mainittu materiaali- tai kuormitustietoja, käytetään suunnitteluajankohtana yleisesti käytössä olleita määräyksiä ja normeja. Laskelmissa on tällöin ollut tapana käyttää ajankohdan heikoimpaan materiaalilujuutta. Rakenteen dimensiot tulee aina tarkistaa ja mitata paikan päällä, koska suunnitelmissa ilmoitetut mitat eivät välttämättä pidä paikkaansa. Rakenteille on voitu tehdä ajansaatossa dokumentoimattomia muutoksia ja korjauksia. (Kari 2018 s.29)

Lähtötietojen hankkimisessa on tärkeää tutkia koko rakennuksen korjaushistoria. Kyseisen rakenteen alkuperäiset suunnitelmat eivät välttämättä pidä enää paikkansa, jos rakenteelle on tehty aiempia korjauksia tai rakenne on uusittu. Suunnitelmia läpikäydessä

kannattaa tarkistaa myös kaikkien liittyvien rakenteiden mahdolliset korjaussuunnitelmat.

Suunnittelijan tekemä kuntoarvio tai silmämääräinen yleistarkastuksessa rakenteen geometria ja suunnitelmienmukaisuus tarkastetaan. Kuntoarvion toteuttaminen on käsitelty tarkemmin kohdassa 3.2. Silmämääräisellä tarkistuksella on mahdollista nähdä myös ylikuormituksesta syntyneitä vaurioita. (Rücker. et al. 2006 s. 10-11). Ulokeparvekkeen tapauksessa ylikuormitus aiheuttaa betonilaatan yläpintaan vetoteräksiä tai rataakiskojan vastaan kohtisuoria halkeamia betonilaatan liiallisesta taipumasta. Terästen korroosion aiheuttamat halkeamat ovat yleensä raudoitteiden suuntaisia. Rakenteen halkeilu ei välttämättä tarkoita ylikuormitusta, vaan halkeilu johtuu yleensä sisäisistä pakkovoimista, joiden aiheuttamaa halkeilua syntyy erityisesti valun jälkeen epäsuotuisissa lämpötila- ja kosteusolosuhteissa (Saarinen 2000). Ulokeparvekkeissa kantavan laatan ylipinnan halkeamat voivat olla pintalaatan tai pintakäsittelyn alla näkymättömissä.

Kuntotutkimuksien tavoitteena on saada tietoa rakenteen vaurioitumismekanismeista (by 42 2002). Kuntotutkimuksen toteuttaminen on käsitelty tarkemmin kohdassa 3.3. Vaurio-mekanismien tutkimuksien yhteydessä voidaan toteuttaa myös tutkimuksia, joilla selvitetään kantavan laatan koostumus sekä betonin puristus- ja vetolujuus. Testien tuloksia voidaan käyttää vanhan rakenteen kantavuuden selvittämisessä laskemalla. Testituloksia pitää arvioida kriittisesti huomioiden otannan ja hajonnan suuruudet.

4.1.3 Vanhan rakenteen kantavuuden laskeminen

Rakenteiden kunnostamisessa voidaan soveltaa rakentamisajankohtana voimassa olleita säännöksiä sekä kyseisenä ajankohtana vallinnutta hyvää rakennustapaa, kun rakenteeseen ei tehdä muutoksia eikä kuormitukset kasva nykyisestä tilanteesta (YM 2016, s. 13). Edellä mainittu kirjaus Suomen rakennusmääräyskokoelmassa tarkoittaa, että nykyisen tai nykyistä rakennetta vastaavaksi korjatun rakenteen kantavuus voidaan tarkistaa joko nykyisten tai valmistumisajankohtana voimassaolleen määräysten mukaan. Ulokeparvekkeelle rakenteen kunnostaminen, jolloin voidaan käyttää rakennusajankohdan mukaisia määräyksiä, rajoittuu pinnoitus- ja paikkauskorjauksiin sekä mahdollisen pintalaatan uusimiseen. Tällöin kunnostuksessa parvekkeen mitat tai kuormitus ei saa muuttua nykyisestä merkittävästi.

Tässä tutkimuksessa rakenteen kantavuusselvityksen kuormitustiedot ja osavarmuuskertoimet ovat nykyisten määräysten lisäksi tarkasteltu Suomen rakennusmääräyskokoelman rakenteiden lujuutta koskevan osan ”B1 Rakenteiden varmuus ja kuormitukset”

mukaan (YM 1998). YM 1998 sisältää rakenteen mitoituksen rajatilamenettelyllä ja sallittujen jännitysten menettelyllä.

YM 1998 mukaisessa rajatilamenettelyssä murtorajatilassa mitoittavakuorma F_d lasketaan kaavan (1) mukaan

$$F_d = \left. \begin{matrix} 1,2 \\ 0,9 \end{matrix} \right\} g + 1,6q_k + 1,6q_{k,lumi(tuuli)} + \Sigma 0,8q_k \quad (1)$$

Käyttörajatilassa laskentakuorma q_d lasketaan kaavan (2) mukaan.

$$q_d = g + q_k + q_{k,lumi(tuuli)} + \Sigma 0,5 q_k \quad (2)$$

Kaavoissa (1) ja (2) yksi muuttuvakuorma q_k , joka ei ole lumi- tai tuulikuorma, lasketaan täydellä kuormalla ja varmuuskertoimella. Muut muuttuvat kuormat lasketaan vaikuttavan vain puolella suuruudella saman aikaisesti mitoittavan hyötykuorman kanssa. Varmuuserroin ja kuormayhdistelmät valitaan niin, että saadaan määräävä vaikutus. (YM 1998). Rajatilamenettelyssä pitää kuormituksen varmuuskertoimien lisäksi käyttää materiaalien osavarmuuskertoimia. Betonirakenteiden osavarmuuskertoimet ovat esitetty taulukossa 10. (YM 2009) Teräsrakenteiden osavarmuuserroin on $\gamma_m=1,0$ (YM 1996).

YM 1998 mukaisessa sallittujen jännitysten menettelyssä kuormat lasketaan samalla tavalla kuin käyttörajatilassa kuormat kaavalla (2) eli ilman varmuuskertoimia. Rakenteiden mitoitus suoritetaan siten, että jännitysten ja muodonmuutosten sallittuja arvoja ei ylitetä. (YM 1998). Betonin ja teräksen sallittujen arvojen kehitystä on käsitelty luvussa 2.2.

Taulukko 10. *Materiaalien osavarmuuskertoimet murtorajatilassa (YM 2009).*

Materiaalien osavarmuuskertoimet murtorajatilassa		
Betonin osavarmuuserroin	Rakenneluokka	Raudoitetturakenne
γ_c	1	1,35
	2	1,50
	3	1,90
Teräksen osavarmuuserroin	Rakenneluokka	A500HW A700HW B500B B500C1 B500K B600KX B700K Pyörötanko S235JRG2
γ_s	1	1,10
	2	1,20
	3	1,35

Laskennassa käytettyjen hyötykuormien suuruus kantavuusselvityksen laskennassa riippuu rakenteen valmistumisajankohdan mukaisista kuormitusnormeista. Muuttuvien kuormien kehitys on käsitelty luvussa 2.3. Rajatilamitoitus tuli mahdolliseksi betoninormeissa vuonna 1954 (Mäkiö 1989). Ennen tätä valmistuneet parvekkeet ovat mitoitettu sallittujen jännitysten menetelmällä.

4.1.4 Riittävän kantavuuden toteaminen

Rakenteet tulee suunnitella niin, että niillä säilyy riittävä lujuus ja vakaus koko suunnittelun käyttöiän ajan. Rakenteella on myös oltava riittävä varmuus haitallisten muodonmuutosten, halkeamien, värähtelyjen, painumien ja muiden haitallisten vaikutusten syntymistä vastaan. (YMA 477/2014, §2).

Rakenteen kestävyys selvityksen analyysin tulee täyttää käytettyjen määräysten mukainen kantavuusarvo murtotilassa (Holický et al. 2013 s. 19). Rakenteen kantavuus voidaan määrittää kahdella menetelmällä, jotka ovat kokonaisvarmuuskertoimen määrittäminen ja osavarmuuseroin menetelmä (Rücker. et al. 2006 s. 16-17).

Kokonaisvarmuuskertoimen määrittäminen menetelmässä määritetään murtumisvarmuuseroin vertaamalla rakenteen kokonaiskantavuutta ja vallitsevia rasituksia. Tässä menetelmässä kuormituksia ei kasvateta tai materiaalilujuuksia ei pienennetä. Murtumisen oletetaan tapahtuvan, kun rasitukset saavuttavat kokonaiskantavuuden arvon. Menetelmässä määritetään tarvittava varmuus kantavuuden ja murtuman välillä, jotta rakenteen kantavuus voidaan todeta riittäväksi. (Rücker. et al. 2006 s. 16-17).

Osavarmuuseroin menetelmässä kuormia kasvatetaan ja materiaalilujuuksia pienennetään määräysten mukaisilla osavarmuuskertoimilla. Rakenteen kantavuus katsotaan olevan riittävä, jos rakenteen mitoitustilalujuus on suurempi kuin mitoitusrasitukset yhteensä. (Rücker. et al. 2006 s. 16-17).

Menetelmistä ensimmäisen katsotaan kuvaavan todellista tilannetta epätarkemmin ja se sisältää suhteellisen paljon epävarmuustekijöitä. Tästä syystä sitä suositellaan käytettävän vain poikkeustilanteissa kantavuuden selvityksessä. (Rücker. et al. 2006 s. 16-17).

Vanhan rakenteen kantavuuden parametrien määrittämisessä on aina epävarmuutta. Kantavuuden toteamisessa pitää ottaa aina huomioon rakenteen todellinen kunto, mahdollisten vaurioiden aiheuttamat heikennykset ja rakenteen suunnitelmien mukaisuus.

Suunnittelijalla on tehtävä määrittää riittävä varmuus rakenteen kantavuudelle kohdekohtaisesti huomioiden kaikki tuloksen epävarmuutta aiheuttavat tekijät. (Holický et al. 2013 s. 19).

Riittävä kantavuus voidaan todeta rakennusajankohtana voimassa olleiden määräysten tai nykyään voimassa olevien määräysten mukaan. Rakenteen kuormien kasvaessa tai raskaampien korjauksien yhteydessä on rakenteen kestävyys laskettava nykyisten euronormien mukaan.

Vanhan rakenteen kantavuuden laskemisessa on suositeltavaa käyttää betonin ja teräksien lujuusarvoina rakennusajankohtana käytetyistä betoni- ja teräslaaduista heikointa. Todellisia lujuusarvoja ei yleensä tiedetä varmuudella, vaikka vanhoissa suunnitelmissa olisi mainittu käytetyt lujuusarvot. Etenkin betonin lujuusarvot voivat vaihdella suhteellisen paljonkin, koska betoni tehtiin yleensä työmaaloissa sekoittamalla. Pienimpiä lujuusarvoja käytettäessä laskelmilla ei saada liian suurta kestävyyttä rakenteelle ja mahdollisesti ylikuormiteta rakennetta korjauksien yhteydessä. Tarvittaessa vanhasta rakenteesta voidaan ottaa näyte ja testata todelliset lujuusarvot.

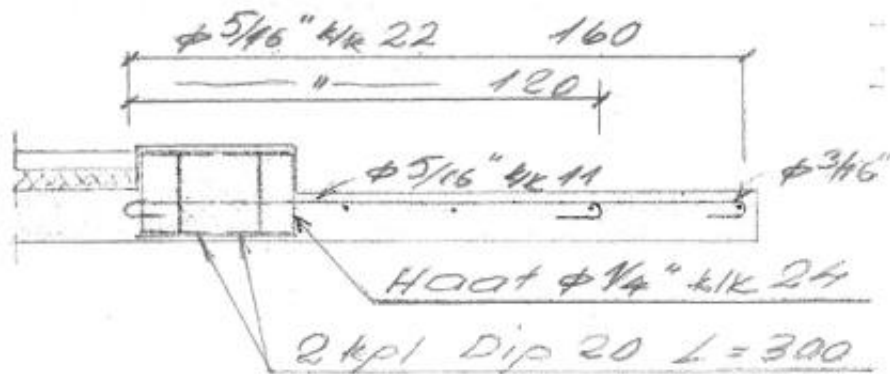
4.2 Liitokset rakennuksen runkoon

Ulokeparvekkeet ovat yleisimmin kannateltu joko vetoterästen tai rataakiskojen avulla. Rataakiskojen sijasta parvekkeissa on voitu käyttää myös muita teräsprofilleja. Molemmissa perustyypeissä kantavat rakenteet ovat vedettyjä yläpinnasta. Vedetyn rakenteen sitominen runkoon aiheuttaa vaakasuuntaista vetoa ja vääntöä tukirakenteeseen. Parvekkeen aiheuttamat rasitukset tulee saada siirrettyä luotettavasti rakennuksen runkorakenteille. Tässä osiossa on esitelty esimerkkejä liitoksien toteutuksista rakennuksien vanhoista suunnitelmista.

4.2.1 Vetoteräsparvekkeen liitos

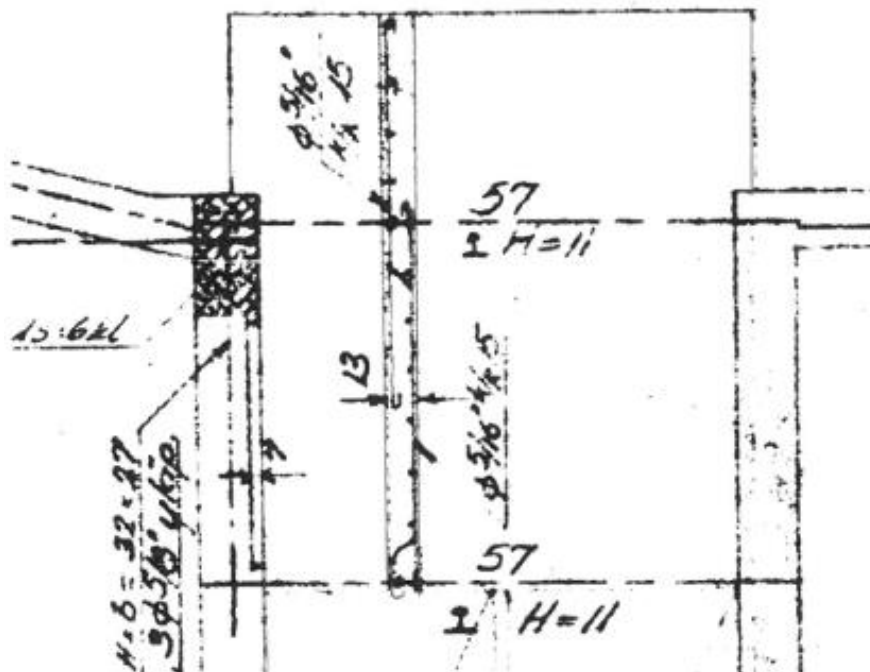
Vetoteräksellisissä parvekkeissa liitos rakennuksen runkoon on usein toteutettu sitomalla laatan yläpinnan teräksen ulkoseinälinjalla kulkevan reunapalkin teräksiin. Tämä on yleinen toteutustapa etenkin pilari-palkkirunkoisissa talossa, jossa reunapalkki toimii samalla ala- tai ylälaatan tai molempien reunatukena. Alalaattapalkisto oli yleinen välipohjan toteutustapa 1920-1950 luvuilla (Mäkiö 1989). Kuvassa 12 on esitetty betonisesta reunapalkista kannateltujen ulokeparvekkeiden vanhoja suunnitelmia.

teräspalkkien uumaan valmiiksi porattujen reikien läpi ja lopuksi teräspalkit on koteloitu betonivalulla.



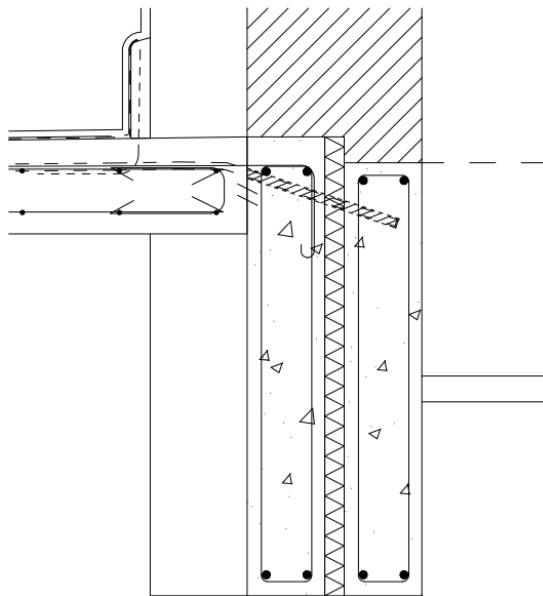
Kuva 14. Esimerkki teräsisestä reunapalkista kannatellusta parvekkeesta.

Aina vetoteräksiä ei ole sidottu ollenkaan reunapalkkiin, vaan teräkset on viety suoraan porrastasanteen laattaan. Esimerkki tämän tyylisestä liitoksesta on esitetty kuvassa 15. Kuvan mukaisessa suunnitelmassa parvekkeen vetoteräksiä ei ole sidottu reunan ratakiskoon, vaan ne on viety noin puoleen väliin porrastasanteen laattaa ja käännetty. Tällaisessa rakenteessa veto on otettu vastaan porrastasanteen massalla ja riittävän pitkällä ankkuroinnilla. Ratakisko toimii rakenteessa porrastasanteen kannatin linjana.



Kuva 15. Esimerkkiliitos vetoteräksellinen parveke kannateltu porrashuoneen laatasta ja ratakisko reunapalkista. Vanha tasokuva, jossa on esitetty myös laatan leikkaus.

Vetoteräsparveketta uusittaessa vanha laatta yleensä piikataan reunapalkkiin tai muuhun kantavaan linjaan saakka säilyttäen vanhat vetoteräksiset. Uuden laatan kantavuutta lisätään ja liitos vanhan rakenteeseen toteutetaan usein kemiallisella ankkuroinnilla (KH 94-00133 1998, s. 12). Kemiallisten ankkureiden injektointisyvyys kannattaa olla mahdollisimman pitkä, jotta saavutetaan mahdollisimman suuri tartuntalujuus. Yleensä ankkurointisyvyyden maksimimitan määrittää reunapalkin leveys. Kapean reunapalkin tapauksessa injektointi voidaan toteuttaa kuvan 16 mukaisesti sisäreunan kantavaan palkkiin asti. Näin varmistetaan voimien siirtyminen vanhan rakenteen teräksille. Tällöin pitää käyttää ruostumattomasta teräksestä tehtyä kierre- tai harjatankoa ja varmistua, että injektoitava teräs ei pääse vaurioitumaan palkkien välisessä eristetilassa.



Kuva 16. Periaatesuunnitelma ankkuroitavien voimien siirtämisestä runkorakenteille injektioimalla kapean reunapalkin tapauksessa.

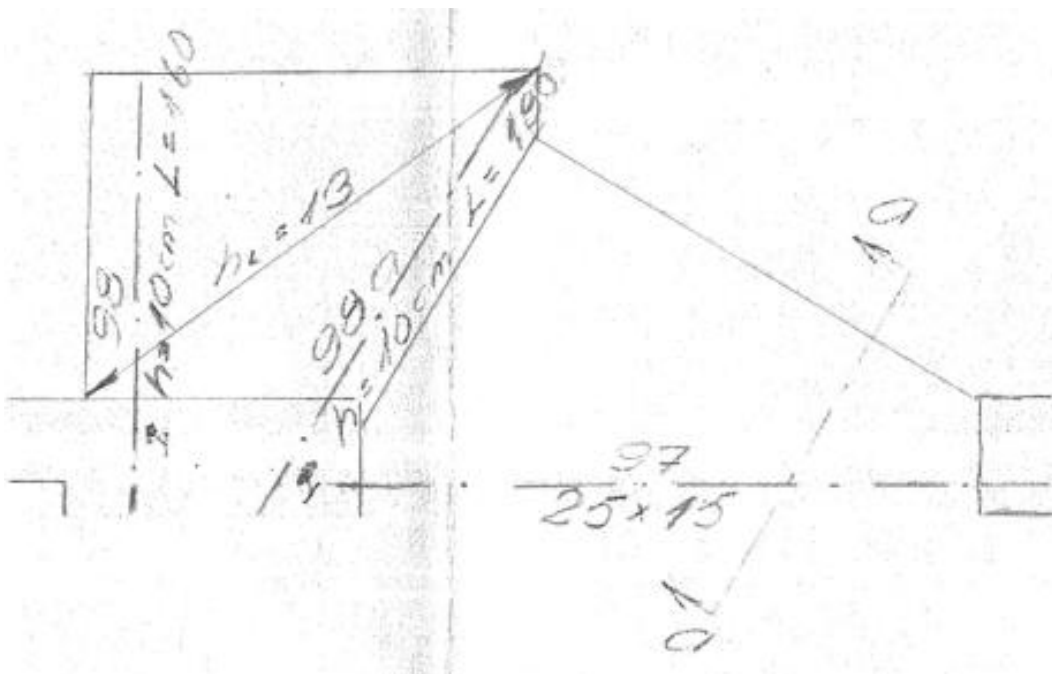
Injektoinnin mitoittava tekijä on yleensä betonin kiilamainen lohkeaminen. Tästä syystä injektointisyvyyden olisi hyvä olla vähintään 200 mm:ä, mutta lyhyemmälläkin injektointisyvyydellä rakenne voidaan mitoittaa toimimaan. Injektointi voidaan toteuttaa myös vinoasti, jolloin sen kapasiteetti vetoa vastaan kasvaa. Injektoinnin kestävyys tarkempi mitoittaminen on käsitelty luvussa 4.6.

Vanhan parvekkeen uusiminen muuttaa rakenteen toimintaa uuden ja vanhan rakenteen liitoskohdassa. Rakenteiden välille syntyy sauma, jossa rakenne oli alun perin yhtenäistä betonivalua. Alkuperäisessä tilanteessa yhtenäinen betonivalu pystyi vastaanottamaan ulokkeesta aiheutuvan leikkausvoiman, mutta uuden rakenteen sauman vaikutuksesta leikkausvoima siirtyy kokonaisuudessaan terästen välityksellä. Raudoituksen leikkauskestävyys tulee huomioida uuden rakenteen kantavuuden mitoittamisessa.

Puretun parvekkeen vanhoja teräksi voidaan hyödyntää uuden rakenteen suunnittelussa. Vanhoja vetoteräksiä voidaan hyödyntää tulevassakin rakenteessa vastaanottamaan vetoa. Tällöin mitoituksessa on huomioitava vanhan raudoituksen epävarmuustekijät, kuten raudoituksen kunto, tartunta ja korkeusaseman vaihtelut (Haukijärvi 2005 s. 20). Vanhoja vetoteräksiä voidaan myös käyttää pelkästään vastaanottamaan rakenteiden saumassa aiheutuvan leikkausvoiman, jolloin rakenteeseen suunnitellaan kokonaan uudet vetoteräksset. Uusien vetoteräksien suositellaan olevan ruostumattomasta teräksestä (Haukijärvi 2005 s. 20).

4.2.2 Kiskokannatteisen parvekkeen liitos

Parvekkeen kannatin kiskot on yleensä valettu välipohjan tai porrastasanteen sisään tai muurattu massiivitiiliseinään sisään. Kiskojen toiminta perustuu suureen vastapainoon, joka estää kiskon tuettua päätä nousemasta, kun ulokkeena toimivaa osuutta kuormitaan. Tiilimuurin sisään muurattujen ratakiskojen tapauksessa uudet aukot tai nykyisten aukotuksien muutokset pitää tehdä harkiten, jotta kiskot eivät menetä yläpuolisen muurauksen antamaa vastapainoa. Kuvassa 17 on esitetty esimerkki suunnitelma tiilimuurin sisään muurattujen ratakiskojen varaan muuratusta parvekkeesta. Kiskokannateisista parvekkeista ei aina löydy rakenneleikkauksia, jos parvekelaatta on tehty tasapaksuna.



Kuva 17. Esimerkkisuunnitelma tiilimuurista kannatellusta rataisikoilla kannatellusta parvekkeesta.

Ratakiskot on voitu asentaa myös parvekelaatan alapuolella, joiden välille on valettu kantava betonilaatta. Ratakiskot on koteloitu betonilla yläpuolisen laatan valun yhteydessä. Kuvassa 18 on esitetty esimerkkiparveke tämän tyyppisestä toteutuksesta.



Kuva 18. Parvekerakenne, jossa ratakiskot kannattelevat parvekelaattaan alapuolelta.

Kiskokannatteisen parvekkeen uusimisessa puretaan betonirakenteet piikkaamalla säilyttäen ratakiskot ja mahdolliset tuelta tulevat vanhat teräkset (Haukijärvi 2005 s. 20). Kiskokannatteisen parvekkeen tapauksessa ei välttämättä suurempia lisävahvistuksia tarvita, mutta rakenteen kantavuus täytyy kuitenkin tarkastaa uusille kuormitusmääräyksille. Tarvittaessa voidaan lisätä uusia vetopinnan teräksiä injektoimalla. Ratakiskojen välille suunnitellaan uusi laatta kantamaan kiskon välillä. Uuden laatan tartunta vanhaan rakenteeseen pitää varmistaa. Tartunta voidaan toteuttaa vanhojen terästen avulla ja uusilla harjateräs tapituksilla.

Ratakiskot voivat heilua alustassaan parvekelaatan purkamisen jälkeen. Tehokas toimenpide ratakiskon tartunnan parantamiseksi on piikata ratakiskon ja seinäliittymästä mahdollisesti heikentynyttä betonia pois ratakiskon kaikilta puolilta ja juotosvalaa aukko umpeen.

4.3 Kosteustekninen toiminta

Rakenteiden on oltava sisäiset ja ulkoiset kosteusrasitukset huomioon ottaen kosteusteknisesti toimiva niiden suunnitellun teknisen käyttöiän ajan. Kosteuden kertyminen rakennuksen osiin ei saa vaurioittaa rakennusta eikä aiheuttaa rakennuksessa oleskeleville terveyshaittaa. (YMA 782/2017, § 3)

Rakenteisiin ei saa haitallisesti kulkeutua vettä, vesihöyryä, lunta tai jäätä. Kulkeutuminen ja kosteuden kerääntyminen pitää estää myös ikkunoiden, ovien tai muiden vaipan liittyvien rakenteiden, rakennusosien ja laitteiden kautta. Rakenneosien ja rakennuksen vaipan liitosten tulee muodostaa kokonaisuuden, joka estää vettä kulkeutumasta vaipan pintaa pitkin rakenteisiin. (YMA 782/2017, § 5)

Parvekkeen kosteustekninen toiminta perustuu (Haukijärvi 2005 s.22) mukaan:

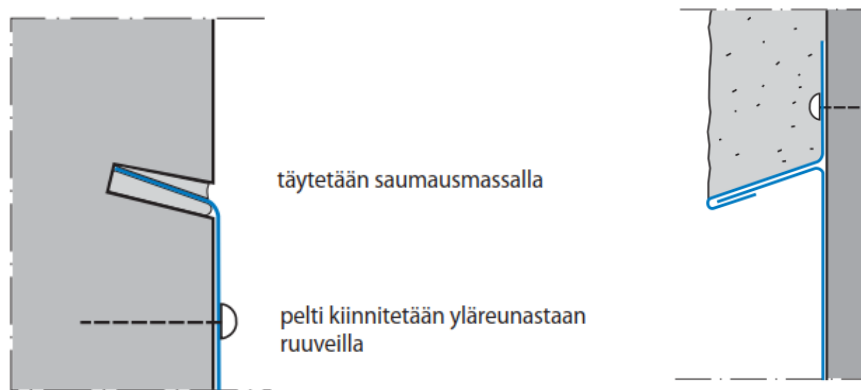
- laatan kallistuksiin
- laatan vedeneristykseen
- vedenpoiston toimivuuteen
- rakenteiden kuivumismahdollisuuksiin
- liitoksien kosteustekniseen toimivuuteen

Edellä mainittujen asetusten kosteustekniset määräykset täytetään parvekelaatan vedenpoistolla, vedeneristyksellä ja vedeneristyksen liitoksilla sekä liitosdetaljeilla. Ulokeparvekkeen vedenpoisto hoidetaan yleensä laatan kallistuksella, jonka avulla vesi valuu pois parvekkeen ulkoreunasta koko leveydeltä tai kootusti ulosheittäjien avulla. Parvekelaatan yläpinnan kallistus suositellaan olevan 1:80 (RT 86-10563 1995 s. 2). Kallistus ei suositella olevan tätä jyrkempi parvekkeen käytettävyyden kannalta (Betoniteollisuus Ry 2010). Parvekelaatan valmis pinta ei saa olla märkänäkään liukas (RT 86-10563 1995 s. 5). Pinnan liukkaus voidaan estää erillisellä terassirakenteella tai päälle laatoituksella. Polyuretaanielastomeeri vedeneristyskerros voi myös olla viimeinen pinta, mutta siihen pitää tällöin lisätä kvartsihiekkasirote vähentämään pinnan liukkautta.

Parvekelaatan kosteusteknisen toiminnan kannalta tärkeitä detaljeja ovat:

- laatan ja julkisivun liittymädetalji
- laatan ja parvekeoven kynnyksidetalji
- parvekelaattojen reunojen toteutusdetalji
- parvekekaiteen ja laatan liitosdetalji

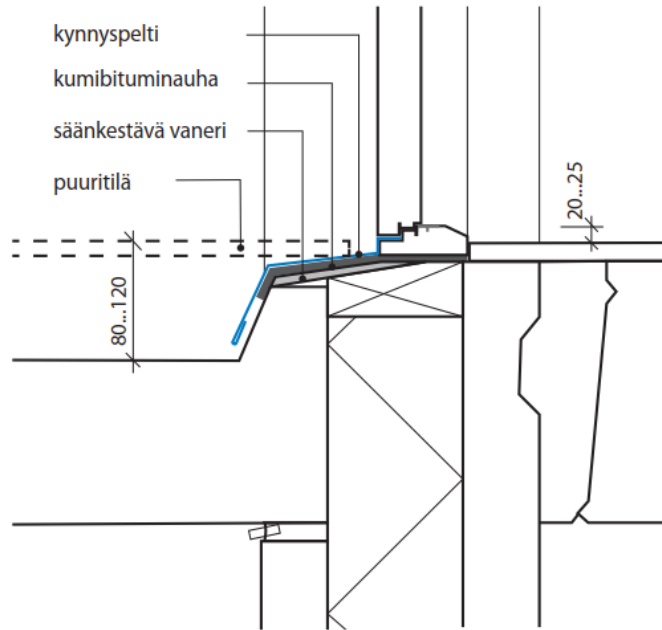
Parvekelaatan ja julkisivun liittymässä laatan yläpinnan vedeneristys nostetaan ulkoseinää vasten. Noston korkeus on suositeltavaa olla vähintään 150 mm:ä. Vedeneristysten noston korkeudessa kannattaa noudattaa vesikattojen vähimmäisnostokorkeutta, jos alapuolella on lämmintila ja lumen kinostuminen seinän viereen on todennäköistä. Vesikattoilla vedeneriste tulee nostaa seinille vähintään 300 mm:ä (RT 80-11202 2016, s. 10). Vedeneristeen noston päälle asennetaan yleensä suojapelti, jonka yläpää ajetaan ura ulkoseinään. Rapatuissa julkisivuissa suojapelti voidaan limittää rappauksen aloituslistan kanssa. Kuvissa 19 ja 20 on esitetty esimerkit pellityksien liitoksista.



Kuva 19. (vasen) Suojapellin kiinnitys kiviaineiseen seinään (RT 80-11202 2016, s. 10).

Kuva 20. (oikea) Suojapellin liitos rappauksen aloituslistaan (RT 80-11202 2016, s. 10).

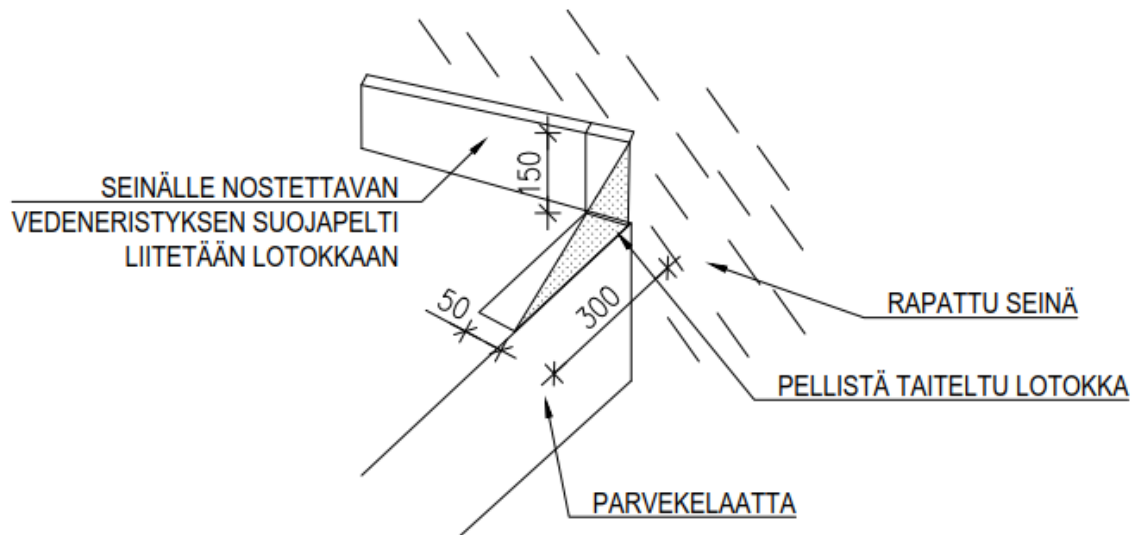
Parvekkeen vedeneristysten liitos parvekeoveen toteutetaan yleensä nostamalla vedeneriste kynnysrakenteen päälle ja asentamalla liitosta suojaava suojapelti. Parvekkeelle johtavan ulko-oven kynnyskorkeus tulisi olla 80 – 120 mm:n korkuinen vedeneristyspinnasta kosteusteknisistä syistä. Kynnystä voidaan tarvittaessa madaltaa asentamalla irrotettava puurilä laatan vedeneristyspinnan päälle. (RT 86-10563 1995 s. 16). Korkealla ulkopuolen kynnyksellä vedeneristys pystytään nostamaan korkeammalle, jolloin kinostuva lumi ei pääse haitallisesti vedeneristysten ja kynnyksen liitoskohtaan. Korkea kynnyks myös helpottaa parvekkeen talvikäyttöä, kun kinostunut lumi ei estä parvekeoven avaamista.



Kuva 21. Esimerkki kynnyksen toteutuksesta uudisrakentamisessa. (RT 80-11202 2016, s. 20).

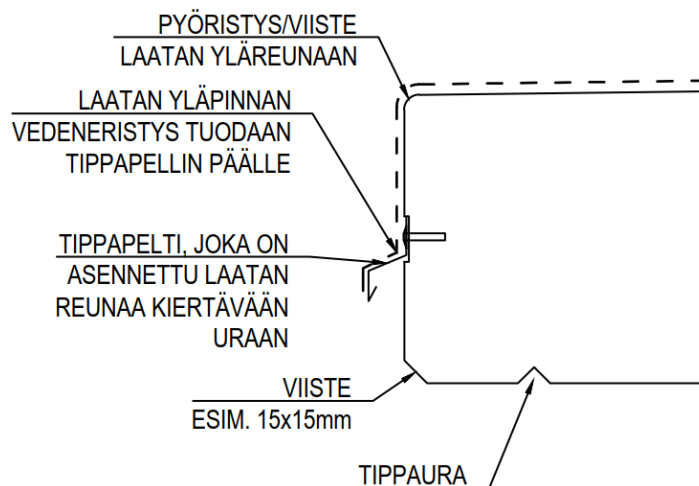
Vanhojen parvekkeiden ulkopuolen kynnyškorko kuitenkin harvoin täyttää edellä mainittua vaatimusta. Korjausrakentamisessa voi olla haastavaa muuttaa nykyisiä kynnyškorkoja merkittävästi. Tällöin voidaan soveltaa ympäristöministeriön asetusta rakennusten kosteusteknisestä toimivuudesta (YMA 782/2017). Asetuksen pykälän 4§ mukaan korjaus- ja muutostyössä kosteusteknisesti toiminut rakenne, jonka tekninen käyttöikä on loppunut tai joka on kosteustekniseltä toiminnaltaan vaurioitunut, voidaan korjata rakennusaikaista rakentamistapaa noudattaen. Asetus tarkoittaa, että korjattavan rakenteen ei tarvitse täyttää kosteusteknisesti nykymääräyksiä, kunhan rakenteen kosteustekninen toteutus voidaan todeta toimivaksi.

Puutteellisesti suunniteltu ja rakennettu laatan reunakallistus voi aiheuttaa veden virtaamisen rakennuksen julkisivulle, mikä kiihdyttää julkisivupinnan vaurioitumista (KH 94-00133 1998, s. 4). Laatan reunan yli julkisivupinnalle valuva sadevesi voidaan estää rakentamalla parvekkeen reunan ja julkisivun liittymään esimerkiksi peltilotokka. Periaatesuunnitelma lotokan toteutuksesta on esitetty kuvassa 22. Lotokan voi toteuttaa myös betonista valamalla.



Kuva 22. Periaatesuunnitelma pellistä taitellusta lotokasta.

Parvekelaatan reunojen vedenpoisto kannattaa toteuttaa koko laattaa kiertävällä tippapellillä ja -nokalla. Näillä estetään veden valuminen laatan alapinnalle vahingoittaen laatan alapinnan pinnoitetta. Vanhemmissa parvekelaatoissa tippapelti on asennettu yleensä kantavan laatan ja pintalaatan väliin, jonka päälle laattojen välinen vedeneristyskerros on tuotu. (KH 94-00133 1998, s. 4). Kuvassa 23. on esitetty esimerkkidetalji laatan reunan toteutuksesta.



Kuva 23. Periaatesuunnitelma laatan reunan toteutuksesta.

Parvekekaiteen liitos betonilaattaa voidaan toteuttaa asentamalla kaide paikalleen jo ennen laatan valua tai jälkikiinnityksellä. Kaiteen asentaminen valuun on työteknisesti haastavaa, koska valua toteutettaessa pitää varmistua, ettei kaiderakenne pääse liikkumaan. Jälkikiinnityksessä kaidetolpat injektoidaan parvekelaatan yläpintaan tai kiinnittää pulittaamalla etureunaan laatan valamisen jälkeen (Haukijärvi 2005 s.21). Jälkikiinnitys

on usein helpompi toteuttaa, mutta parvekelaattaan pitää asentaa tarvittaessa laatan reunan lohkeamisen estävä rauditus jo valuvaiheessa, jolloin kaidetolppien paikat pitää tietää jo ennen laatan valamista.

Vedeneristysten liitos kaidetolppaan voidaan toteuttaa siveltävällä vedeneristeellä suoraan kaidetolppia vasten. Kaidetolppiin voidaan lisätä myös parvekelaatan pintaan tuleva ohut teräslaippa, jonka päälle vedeneristys voidaan limittää.

4.4 Käyttöikä

Rakenteen tulee täyttää käyttökelpoisuutta, lujuutta ja stabiiliutta koskevat vaatimuksen suunnitellun käyttöiän ajan ilman merkittävää käyttökelpoisuuden menettämistä ja kohtuutonta ennalta-arvattavaa ylläpitoa. (RIL 202-2011 s. 25.)

Rakenne suojataan vallitsevaa ympäristöärsitusta, jotta rakenteen suunniteltu käyttöikä saavutetaan. (RIL 202-2011 s. 25.) Raudituksen korroosiosuojaus riippuu betonipeitteen paksuudesta, tiheydestä ja laadusta sekä peitteeseen syntyvästä halkeilusta. Betonipeitteen paksuus määritetään ympäristöolosuhteiden mukaan. (SFS-EN 1992-1-1 s. 47). Ympäristöolosuhteisiin liittyvät rasitusluokat ovat esitelty taulukossa 11.

Taulukko 11. Ympäristöolosuhteisiin liittyvät rasitusluokat standardin EN 206-1 mukaisesti (SFS-EN 1992-1-1 s. 48)

Luokan merkintä	Ympäristön kuvaus	Opastavia esimerkkejä paikoista, joissa rasitusluokkia voi esiintyä
1 Ei korroosion tai rasituksen riskiä		
X0	Raudoittamaton tai metalliosia sisältämätön betoni: Kaikkiin ympäristöihin lukuun ottamatta niitä, joissa esiintyy jäädytys-sulatus- tai kulutusrasitusta tai kemiallista rasitusta Raudoitettu tai metallia sisältävä betoni: hyvin kuiva	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on hyvin alhainen
2 Karbonatisoitumisen vaikutuksista aiheutuva korroosio		
XC1	Kuiva tai pysyvästi märkä	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on alhainen Pysyvästi vedenalainen betoni
XC2	Märkä, harvoin kuiva	Betonipinnat, jotka ovat pitkään kosketuksissa veden kanssa Usein perustukset
XC3	Kohtalaisen kostea	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on kohtalainen tai suuri Ulkona oleva sateelta suojattu betoni
XC4	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Betonipinnat, jotka ovat kosketuksissa veden kanssa, mutta eivät kuulu rasitusluokkaan XC2
3 Muun kuin meriveden kloridien aiheuttama korroosio		
XD1	Kohtalaisen kostea	Betonipinnat, jotka ovat alttiina ilman sisältämille klorideille
XD2	Märkä, harvoin kuiva	Uima-altaat Betoni on alttiina kloridipitoisille teollisuusvesille
XD3	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Sillan osat, jotka ovat alttiina kloridipitoisille roiskeille Jalkakäytävät Paikoitustalojen laatat
4 Meriveden kloridien aiheuttama korroosio		
XS1	Kosketuksissa ilman kuljettaman suolan kanssa, mutta ei suorassa kosketuksissa meriveteen	Lähellä rannikkoa tai rannikolla olevat rakenteet
XS2	Pysyvästi veden alla	Merirakenteiden osat
XS3	Vuoroveden ja roiskeen vyöhykkeellä	Merirakenteiden osat
5 Jäädytys-sulatusrasitus jäänsulatusaineilla tai ilman niitä		
XF1	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit pystysuorat betonipinnat
XF2	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet	Tierakenteiden pystysuorat betonipinnat, jotka ovat alttiina jäätymiselle ja ilman kuljettamille jäänsulatusaineille
XF3	Suuri vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit vaakasuorat betonipinnat
XF4	Suuri vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet tai merivesi	Jäänsulatusaineille alttiit teiden ja siltojen kannet Suoralle jäänsulatusaineroiskeelle ja jäätymiselle alttiit betonipinnat Roiskevyöhykkeellä olevat jäätymiselle alttiit merirakenteet
6 Kemiallinen rasitus		
XA1	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen vähän aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA2	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen kohtalaisen aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA3	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen hyvin aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi

Suunniteltavalle rakenteelle tulee valita taulukon 11 mukaisista rasitusluokista vallitseva yhdistelmä. Rasitusluokkien mukaan määräytyvät raudoitteen betonipeitteen minimipaksuus, betonin minimilujuus ja mahdollinen betonin suojahuokostus pakkasrapautumista vastaan. (Pukki 2017; by 68) Yleisiä rasitusyhdistelmiä on esitetty taulukossa 12.

Taulukko 12. *Tyypillisimmät rasitusluokkayhdistelmät. (Pukki 2017; by 68)*

Rasitusluokka-yhdistelmä	Selite
X0	Raudoittamattomat rakenteen kuivissa sisätiloissa
XC1	Raudoitetut rakenteet kuivissa sisätiloissa
XC2	Maanalaiset rakenteet, rakenne pysyy erittäin kosteana
XC3	Sateelta suojattu ulkorakenne, ei pakkasrasitusta (kosteuspitoisuus alhainen)
XC3; XF1	Sateelta suojattu pystyrakenne, pakkasrasitus
XC3,4; XF1	Osittain sateelta suojattu pystyrakenne, pakkasrasitus
XC3,4, XF3	Sateelta osittain tai kokonaan suojaamaton vaakarakenne, pakkasrasitus
XC4, XF3	Sateelle altis suojaamaton vaakarakenne, pakkasrasitus
XC3; XD1	Kloridirasitetut rakenteet sisätiloissa
XC3; XF2; XD1	Sateelta suojattu, sateelta suojaamaton tai osittain sateelta suojattu rakenne, kloridirasitus ja lievä pakkas-suolarasitus. XD-luokka on vaativampi kuin XC-luokka ja siten XC-luokalla ei ole merkitystä
XC4; XF2; XD1	
XC3,4; XF2; XD1	
XC3; XF4; XD2	Sateelta suojattu, sateelta suojaamaton tai osittain sateelta suojattu rakenne, kloridirasitus ja ankara pakkas-suolarasitus. XD-luokka on vaativampi kuin XC-luokka ja siten XC-luokalla ei ole käytännössä merkitystä
XC4; XF4; XD2	
XC3,4; XF4; XD2	
XC2; XS2	Merivedenalainen rakenne
XC3,4; XF4; XS3	Merenrannalla, roiskevyöhykkeessä oleva rakenne

Ulokeparvekkeille rasitusluokka yhdistelmä on yleensä XC3,4, XF3 tai XC4, XF3, koska ulokeparvekkeet ovat yleensä sateelle ja pakkasrasitukselle alttiita. Jos parveke suojataan sateelta katoksella ja parvekelasituksella, rasitusluokkana voidaan käyttää XC3, XF1. (Pukki 2017; by 68). Rasitusluokka yhdistelmiä vastaavat raudoitteiden suositellut peitepaksuudet ja betonin lujuusluokat ovat esitetty taulukossa 13.

Taulukko 13. Asuinrakennuksen runko- ja julkisivurakenteet. Suositeltavat betoni-
laadut sekä raudoitusten betonipeitteet. (Pukki 2017; by 68)

Rakenneosa Rasitusluokkayhdistelmä	Suunnittelukäyttöikä	Raudoitustyyppi	Paikallavalurakenne		Elementtirakenne	
			Lujuusluokka	Betonipeitteen nimellisarvo [mm] (Sall. mittapoikkeama: 10 mm)	Lujuusluokka	Betonipeitteen nimellisarvo [mm] (Sall. mittapoikkeama: 10 mm)
2-1 X0	50 - 100 v ²⁾	br jr	C25/30 –	20 –	C30/37 C50/60	20 30
2-2 XC1	50 - 100 v ²⁾	br jr	C25/30 –	20 –	C30/37 –	20 –
2-3 XC3,4; XF1	50 v	br rst	C30/37 C30/37	35 20 ³⁾	C30/37 C30/37	35 20 ²⁾
	100 v	br rst	C30/37 C30/37	40 20 ³⁾	C30/37 C30/37	40 20 ³⁾
2-4 XC4; XF3	50 v	br	C35/45	30	C35/45	30
	100 v	br	C35/45	35	C35/45	35
2-5 XC3; XF1	50 v	br	C30/37	35	C35/45	30
	100 v	br	C30/37	45	C35/45	35

2) Rasitusluokissa X0 ja XC1 vaatimukset ovat identtiset 50 ja 100 vuoden käyttöiälle.
3) XC-rasitusluokissa ruostumatonta (B600KX) raudoitteita käytettäessä betonipeitteen nimellisarvon on oltava vähintään raudoitteen halkaisija.

Ulokeparvekkeille raudoitteiden suositeltu suojabetoni paksuus 50 vuoden suunnittelu-
käyttöiällä on 30 – 35 mm:ä. Betonipeitteen sallittu mittapoikkeama on 10 mm:ä (Pukki
2017; by 68). Käytettäessä ruostumatonta teräslaatua voidaan betonipeitepaksuus pie-
nentää 20 mm:iin. On suositeltavaa kuitenkin pyrkiä täyttämään ruostumatommalla teräk-
sellä sama suojabetonietäisyys kuin tavallisella harjateräksellä, jos se on rakenteellisesti
mahdollista. Parvekelaatan betonilaadun on suositeltavaa olla vähintään C35/45, johon
on lisätty suojuhuokostus pakkasrapautumista vastaan.

4.5 Uusitun rakenteen kantavuuden laskeminen

Kun rakenteen kuormitukset lisääntyvät korjaus- ja muutostyön yhteydessä, kantavien
rakenteiden suunnittelussa ja toteutuksessa on toteutettava uutta rakennetta koskevien
määräysten mukaisesti (YMA 477/2014, 10 §). Asetus tulee voimaan parvekekorjauk-
sessa, kun parveke uusitaan kokonaan tai sen kuormitusta lisätään merkittävästi esimer-
kiksi uudella pintavalulla.

4.5.1 Voimassa olevat määräykset

Parvekkeen kuormitus määritetään SFS-EN 1991-1-1 Eurokoodin 1 mukaisesti. Kuormat luokitellaan niiden ajallisen vaihtelun perusteella pysyviin, muuttuviin ja onnettomuuskuormiin. Pysyvät kuormat sisältävät rakenteen ja kiinteiden laitteiden oman painon sekä mahdollisten kutistumien ja epätasaisten painumien aiheuttamat kuormat. Muuttuviin kuormiin kuuluu hyöty-, lumi- ja tuulikuorma. Onnettomuuskuormia ovat esimerkiksi räjähdykset tai törmäykset. (RIL 201-2-2011, 2011)

Pysyvien kuormien ominaisarvo määritetään tilastollisesti kuorman vaihtelun ja rakenteen ominaisuuksien mukaan. Ominaisarvona voidaan käyttää kuormien keskiarvoa, kun pysyvien kuormien vaihtelu on pientä. Kun vaihtelu ei ole pientä tai rakenne on herkkä pysyvien kuormien vaihtelulle, käytetään ominaisarvolle kahta arvoa, jotka ovat Gausiinin tilastollisen jakauman 0,05 fraktaali ja 0,95 fraktaali. Hyötykuormien tapauksessa käytetään yläraja-arvoa, joka ei tietyllä todennäköisyydellä ylity. Joissain tilanteissa voidaan käyttää myös alaraja-arvoa, joka ennalta määritellyn ajanjakson aikana todennäköisesti saavutetaan. Lumi- ja tuulikuorman ominaisarvot perustuvat tilastolliseen 50 vuoden toistumisjaksoon. Muuttuvien kuormien ominaisarvona voidaan myös käyttää nimellisarvoa, kun tilastollista jakaumaa ei tunneta. (RIL 201-2-2011, 2011)

Rakenteet tulee mitoittaa murto- ja käyttörajatilan mukaan. Murtorajatilassa tulee tarkastaa rakenteen staattinen tasapaino, sisäinen vaurioituminen tai liian suuri siirtymätila, maan pettäminen ja rakenteen väsymismurtuminen. Parvekkeiden tapauksessa murtorajatilassa tarkastellaan rakenteen sisäistä vaurioitumista lujuustarkasteluiden avulla. Käyttörajatiloissa tarkastellaan rakenteen ulkonäköön ja ihmisten mukavuuteen liittyviä rajatiloja. Käyttörajatilassa tarkastetaan rakenteen taipuma, värähtely ja ulkonäköön vaikuttavat vaikutukset kuten halkeilu. (RIL 201-2-2011, 2011)

Rajatilamitoituksessa yhtä aikaa vaikuttavia kuormia yhdistetään käyttämällä yhdistelmämerktoimia. Yhdistelmämerktoimet perustuvat oletukseen, että useampi muuttuva kuorma ei esiinny samanaikaisesti mitoituksessa käytetyllä suuruudella. Tällöin kuormitusyhdistelmiä tehtäessä määräävä kuorma lasketaan kokonaisena ja muita kuormia pienennetään yhdistelmämerktoimien mukaan. Murtorajatilassa käytetään myös kuormakerrointa K_{FI} , joka määräytyy seuraamusluokan mukaan. Seuraamusluokka määräytyy rakenteen murtumisesta aiheutuvien seuraamuksien suuruuden mukaan. Seuraamusluokat ja yhdistelykertoimien Ψ arvot rakennuksille ovat esitetty taulukoissa 14 ja 15. Kaavoissa 3 ja 4 on esitetty kuormitusten yhdistäminen. (RIL 201-2-2011, 2011)

Taulukko 14. Seuraamusluokat (RIL 201-2-2011, 2011).

Kuormakerroin K_{FI}	Seuraamusluokka	Seuraamuksen vakavuus
1,1	CC3	Suuret seuraamukset
1,0	CC2	Keskisuuret seuraamukset
0,9	CC1	Vähäiset seuraamukset

Taulukko 15. Kuormien yhdistelykertoimet. (RIL 201-2-2011, 2011)

Kuorma	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: Liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Luokka G: Liikennöitävät tilat, $30\text{kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma ^{*)}			
$S_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
$S_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuomat	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa)	0,6	0,5	0

^{*)} Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\Psi_0 = 0$ luokkien A,B, F ja G yhteydessä.

$$\left. \begin{matrix} 1,15 \\ 0,9 \end{matrix} K_{FI} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3)$$

Kuitenkin vähintään

$$\left. \begin{matrix} 1,35 \\ 0,9 \end{matrix} K_{FI} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \quad (4)$$

Jossa $G_{k,j}$ on pysyvät kuormat, $Q_{k,1}$ on määräävä muuttuva kuorma, $Q_{k,j}$ on muut muuttavat kuormat ja P on esijännitysvoima.

Hyötykuormien suuruus on määritetty luokkiin A-K tilan käyttötarkoituksen mukaan. Taulukossa 16. on esitetty parvekkeiden kannalta oleellisimpien luokkien hyötykuormat. Huomioitavaa on, että luokassa A parvekkeiden hyötykuorma on $2,5 \text{ kN/m}^2$, vaikka muissa rakenteissa hyötykuorma on $2,0 \text{ kN/m}^2$.

Taulukko 16. Hyötykuormat eri käyttöluokissa. Supistettu version RIL 201-2-2011 taulukosta 6.1S.

Luokka	Käyttötarkoitus	Hyötykuorma q_k (kN/m ²)	Pistekuorma Q_k (kN)	Vaaka- kuorma (kN/m)
A	Asuin- ja majoitustilat esim asuinrakennusten huoneet, sairaaloiden potilas- ja toimenpide huoneet ja huotellien majoitustilat	Välipohja 2,0 Portaat 2,0 Parvekkeet 2,5	2,0 2,0 2,0	0,5 0,5 0,5
B	Toimistotilat	2,5	2,0	0,5
C	Kokoontumistilat C1: Tilat, joissa on pöytiä yms. esim. koulut, kahvilat, ravintolat, ruokasalit, lukusalit, vastaanottotilat C2: Tilat, joissa on kiinteät istuimet esim. kirkot, teatterit, elokuvateat- terit, konferenssisalit, lukusalit, odotussalit, asemien odotustilat C3: Tilat, joissa ei ole liikkumista rajoittavia esteitä, esim. museo- ja näyttelytilat, julkisten rakennusten ja toimistorakennuksien, hotellien, ja sairaaloiden eteistilat, asemahallit C4: Liikuntasalit, esim. tanssisalit voimistelusalit ja näyttämöt C5: Tilat joihin voi syntyä tungosta, esim. yleisötapauksien rakennuk- sissa; tällaisia ovat konserttisalit, urheiluhallit mukaan luettuina katsomot, terassit ja eteistilat sekä rautatielaiturit	2,5 3,0 4,0 5,0 6,0	3,0 3,0 4,0 4,0	0,5 1,0 1,0 3,0

4.6 Vetoteräsparvekkeen mitoitus

Vetoteräksellisen ulokeparvekkeen betonilaatan mitoitus suoritetaan samalla tavalla kuin tavallisen laatan mitoitus, mutta ”ylösalaisin”. Ulokkeen tapauksessa momentti on veto-
puolella ja teräkset sijoitetaan laatan yläpintaan. Betonilaatan tehollinen korkeus d mää-
ritetään vetoterästen keskipisteen etäisyydestä laatan alapintaan. Parvekelaatan raudoi-
tuksen kestävyys voidaan mitoittaa metrin leveänä kaistana tai koko parvekelaatan le-
veydeltä.

4.6.1 Taivutuskestävyys

Betonilaatan taivutuskestävyys ja tarvittavan raudoite pinta-alan laskennassa tarvitaan laatan suhteellinen momentti μ , joka lasketaan kaavalla 5 (by 211 2013 s.98).

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2f_{cd}} \quad (5)$$

Jossa M_{Ed} on mitoitusmomentti, b on tarkasteltava leveys ja f_{cd} on betonin lieriölujuuden mitoitusarvo, joka saadaan laskettua kaavalla 6 (by 211 2013 s.38).

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}\alpha_{cc}}{\gamma_c} \quad (6)$$

Jossa f_{ck} on betonin lieriölujuuden ominaisarvo, α_{cc} on betonin lujuuden pienennyskerroin 0,85, ja γ_c on betonin materiaalin osavarmuuskerroin 1,5 (by 211 2013 s.25 ja s.38).

Suhteellisen momentin avulla voidaan määrittää puristuspinnan suhteellinen korkeus β kaavalla 7 ja momenttivarsi z kaavalla 8 (by 211 2013 s.98).

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (7)$$

$$z = \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) d \quad (8)$$

Vaadittava raudoitus pinta-ala $A_{s,req'd}$ voidaan laskea tämän jälkeen kaavalla 9 (by 211 2013 s.101). Raudoituksen tulee olla suurempi kuin laatan minimiraudoitus vaatimus, joka on suurempi kaavojen 10 ja 11 antamista arvoista. Muutoin käytetään mitoituksessa minimiraudoitusta. (by 211 2014).

$$A_{s,req'd} = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} \quad (9)$$

jossa f_{yd} on betoniterästen mitoitusmurtolujuus, joka saadaan jakamalla betoniterästen ominaismurtolujuus f_{yk} betoniterästen materiaalivarmuus kertoimella $\gamma_s=1,15$ (by 211 2013 s.25 ja s.52).

$$A_{s,min,1} = \frac{0,26b \cdot d \cdot f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (10)$$

Jossa f_{ctm} on betonin keskimääräinen vetolujuus.

$$A_{s,min,2} = 0,0013b \cdot d \quad (11)$$

Laskentakaavat 9, 10 ja 11 ovat tarkoitettu uuden rakenteen raudoituksen laskemiseen. Parvekekorjauksen yhteydessä voidaan kuitenkin useasti hyödyntää vanhoja vetoteräksiä, vaikka vanha betonilaatta purettaisiin pois. Hyödynnettäessä vanhaa vetoraudoitusta tulee kuitenkin huomioida käytetty teräslaatu ja mahdollinen korroosion pienentämän poikkileikkauksen ala. Korroosion syövyttämä pinta-ala tulee arvioida tapauskohtaisesti tekemällä mittauksia tai arvioimalla rakenteiden iän ja suojabetonikerroksen paksuuden perusteella korroosiosyvyys. Parvekelaatan yläpinnan karbonatisoitumisnopeus on yleensä merkittävästi pienempi kuin alapinnan. Betoni julkisivujen ja parvekkeiden kuntotutkimuksen (Lahdensivu 2012) tuloksien perusteella voidaan arvioida karbonatisoitumisnopeuden kertoimen olevan laatan yläpinnalla $k=1,2\text{mm/a}^{0,5}$. Tutkimuksen näytteissä oli melko suuri hajonta, mutta noin 80 %:ssa tapauksissa karbonatisoitumisnopeuden kertoimen $k<2\text{ mm/a}^{0,5}$ ja yli 50 %:ssa tapauksissa $k<1\text{ mm/a}^{0,5}$.

Korroosion vaikutusta raudoituksen pinta-alaan voidaan arvioida käyttämällä pienennyskerrointa. Laskentaohjelmia varten on laadittu kerroin k_r , jolla pienennetään raudoituksen tehollista pinta-alaa. Kertoimen k_r arvot ovat esitetty taulukossa 17. Vanhan raudoituksen taivutuskestävyys voidaan laskea kaavalla 12.

Taulukko 17. Korroosion aiheuttaman raudoitteiden tehollisen pinta-alan pienennyskerroin k_r arvoja.

Ruosteen määrä	Tangon halkaisijan pienennyskerroin
Ei ruostetta	1,0
Yksittäisissä teräksissä esiintyy ruostetta	0,99
Teräksissä esiintyy ruostetta	0,97
Teräksissä esiintyy koko poikkileikkauksen ympäri ruostetta	0,95

$$M_{Rd,v} = \frac{\pi(k_r \varnothing_v)^2}{4} \cdot \frac{b}{k_v} \cdot z \cdot f_{yd,v} \quad (12)$$

Jossa \varnothing_v on raudoitettangon halkaisija, $f_{yd,v}$ on vanhan raudoitteen myötölujuus, b on tarkasteltava leveys ja k_v on raudoitejako. Jos vanhan raudoituksen momenttikapasiteetti ei riitä, pitää raudoitusta lisätä esimerkiksi injektoimalla uusia harjaterästankoja reunapalkkiin. Näille uusille teräksille ei voida laskea täyttä kapasiteettia, jos niitä ei pystytä

ankkuroimaan täyden ankkurointi pituuden matkalla tukeen, joka on hyvin harvoin mahdollista. Ankkuroinnin peruspituuden l_{b0} lasketaan kaavalla 13.

$$l_{b0} = 0,25\varnothing \frac{f_{yd}}{k_b f_{ctd}} \quad (13)$$

Jossa k_b on tartuntakerroin, joka saadaan taulukosta 18, \varnothing on tangon halkaisija ja f_{ctd} on betonin vetolujuuden mitoitusarvo. Ankkurointipituuden tulee olla kuitenkin vähintään $10\varnothing$, kun käytetään pelkkiä suoria tankoja. (Betoninormit 2004).

Taulukko 18. Tartuntakertoimen k_b arvot eri teräslaaduille ja tartuntatiloille. (Betoninormit 2004).

Tartuntatila	A500HW A700HW B500K B600KX B700K	Pyörötanko S235JRG2
I Tangon ja vaakatason välinen kulma (valuasennossa) $\geq 45^\circ$ tai raudoituksen etäisyys rakenteen alapinnasta on enintään 300mm	2,4	1
II Raudoituksen etäisyys alapinnasta yli 300mm tai rakenteet, joiden ankkurointialueella esiintyy poikittaisesta vedosta aiheutuvaa halkeilua	1,7	0,7

Ankkuroinnin peruspituuden ja terästen injektointisyvyyden d_i suhteen avulla voidaan määrittää ankkuroinnin pienennyskerroin k_a . ankkuroinnin pienennyskerroimen laskenta on esitetty kaavassa 14.

$$k_a = \frac{d_i}{l_{b0}} \leq 1,0 \quad (14)$$

Tarvittava teräspinta-ala tulee olla suurempi, jos ankkuroinnin pienennyskerroin on pienempi kuin 1. Todellinen lisäraudoituksen pinta-ala $A_{s,u}$ lasketaan kaavalla 15.

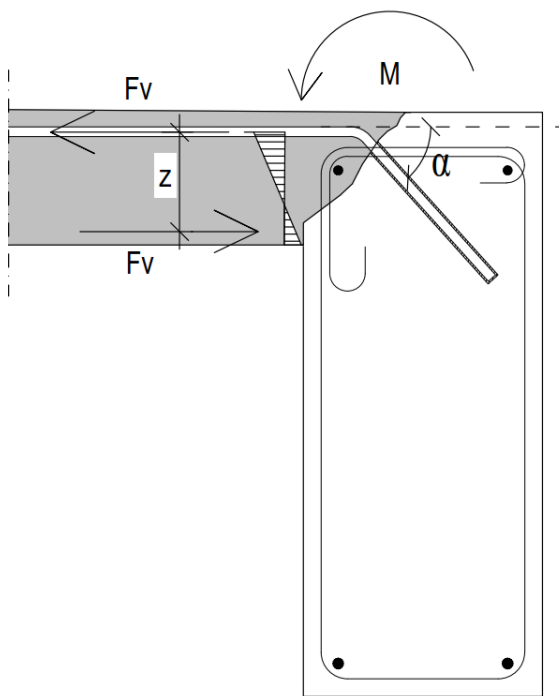
$$A_{s,u} = \frac{M_{Ed} - M_{Rd,v}}{k_a \cdot z \cdot f_{yd}} \quad (15)$$

Tarvittavan lisäraudoituksen pinta-alan määrittämisen jälkeen tulee vielä tarkistaa, että injektioimassan kestävyys vetoa vastaan on riittävä. Ulokerakenteen tuella vaikuttava momentti pyrkii vetämään injektoituja raudotteita ulos vanhasta rakenteesta. Tällöin rakenteen sisälle syntyy voimapari, jossa betonilaatan puristuspinta puristaa laatan alapintaa

yhtä suurella voimalla kuin vetoteräksset pyrkivät vetämään yläreunaa poispäin rakenteesta. Näiden kahden voiman välinen momenttivarsi on z , joka lasketaan puristuspinnan suhteellisen korkeuden β avulla. Vetovoima F_v saadaan tällöin laskettua kaavalla 16. Momentin aiheuttaman ulosvetovoiman laskentaperiaate on esitetty kuvassa 24.

$$F_v = \cos\alpha (M_{Ed} - M_{Rd,v})z \quad (16)$$

Jossa α on injektioinnin kulma, $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$. Vinosti porattaessa tulee kuitenkin varmistaa, että momenttivarsi injektoitavien terästen ja vastapuolen puristuspinnan ei saa olla pienempi kuin tarpeellinen paksuus.



Kuva 24. Momentin aiheuttama ulosvetovoima injektoituihin teräksiin.

Injektiomassan ulosvetokestävyys riippuu käytetystä massasta ja injektointialustan materiaalista sekä sen kunnosta. Tuotteiden valmistajat antavat omille injektioainemassoilleen ulosvetokestävyysarvon N_{Rd} ja leikkauskestävyyden V_{Rd} , jotka ovat määritetty rasisutuskokeiden tulosten perusteella. Kaikki injektioainemassat eivät kuitenkaan sovellu haljenneeseen betoniin tai muurattuihin rakenteisiin. Injektiomassan ulosvetokestävyys tulee olla suurempi kuin yhteen vetoteräkseen kohdistuva ulosvetovoima, joka lasketaan kaavalla 17.

$$n \cdot N_{Rd} \geq F_v \quad (17)$$

Jossa n on terästen määrä. Raudoitteiden määrä tulee lisätä, jos injektioainemassa ulosvetokestävyys ei ole riittävä.

Tässä tutkimuksessa on käytetty injektioimassa ulosvetokestävyyden laskennassa Hiltin HIT-HY-200 ankkurointimassaa betoniin ja mitoitus on toteutettu Hiltin ankkurointi käsi-kirjan mukaan (Hilti 2012). Kaikki mitoitus on tehty kierretankojen mukaan, koska harjatankoja käyttämällä saadaan hieman suurempi kestävyys. Tällöin laskelmat ovat varmalla puolella riippamatta ankkuroinnin toteutustavasta. Hiltillä ei ole tuloksia ruostumattomilla harjaterästangoille, joiden halkaisijat vaihtoehdot ovat eri kuin normaalilla harjateräksellä. Laskentaohjelmaan iteroitiin arvot kierretankojen tuloksista pinta-alojen suhteen.

Ankkurin suunnittelukapasiteetti vedolle N_{Rd} (Hilti 2012) mukaan on pienin seuraavista arvoista:

- Teräksen vetokapasiteetti: $N_{Rd,s}$

- Yhdistetty tartunnan pettämisen ja betonin kartiomurtumisen kapasiteetti:

$$N_{Rd,p} = N_{Rd,p}^0 \cdot f_{B,p} \cdot f_{1,N} \cdot f_{2,N} \cdot f_{3,N} \cdot f_{h,p} \cdot f_{re,N} \quad (18)$$

- Betonin kartiomurtokapasiteetti:

$$N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^0 \cdot f_B \cdot f_{1,N} \cdot f_{2,N} \cdot f_{3,N} \cdot f_{h,N} \cdot f_{re,N} \quad (19)$$

- Betonin halkeamismurtumisen kapasiteetti (vain halkeilematon betoni):

$$N_{Rd,sp} = N_{Rd,c}^0 \cdot f_B \cdot f_{1,sp} \cdot f_{2,sp} \cdot f_{3,sp} \cdot f_{h,N} \cdot f_{re,N} \quad (20)$$

Joissa $N_{Rd,p}^0$ on tartunnan pettämisen ja betonin kartiomurtumisen ominaiskapasiteetti, $N_{Rd,c}^0$ on betonin kartiomurtumisen ominaiskapasiteetti, $f_{B,p}$ ja f_B ovat betonilujuuden vaikutustekijä, $f_{h,p}$ ja $f_{h,N}$ ovat ankkurointisyvyyden vaikutustekijä, $f_{re,N}$ on raudoituksen vaikutustekijä, $f_{1,N}$, $f_{2,N}$, $f_{1,sp}$ ja $f_{2,sp}$ ovat reunaetäisyyden vaikutustekijöitä sekä $f_{3,N}$ ja $f_{3,sp}$ ovat keskiöetäisyyden vaikutustekijöitä. (Hilti 2012).

Teräksen suunnittelukapasiteetti vedolle $N_{Rd,s}$ määritetään taulukon 19 avulla.

Taulukko 19. Teräksen suunnittelukapasiteetti $N_{Rd,s}$ (Hilti 2012).

Ankkurin koko		M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
$N_{Rd,s}$	HIT-V 5.8 [kN]	12,0	19,3	28,0	52,7	82,0	118,0	153,3	187,3
	HIT-V 8.8 [kN]	19,3	30,7	44,7	84,0	130,7	188,0	244,7	299,3
	HIT-V-R [kN]	13,9	21,9	31,6	58,8	92,0	132,1	80,4	98,3
	HIT-V-HCR [kN]	19,3	30,7	44,7	84,0	130,7	117,6	152,9	187,1

Tartunnan pettämisen ja betonin kartiomurtumisen ominaiskapasiteetti $N_{Rd,p}^0$ arvo määritetään ankkurin halkaisijan ja käyttölämpötila-alueen avulla taulukon 20 mukaisesti.

Taulukko 20. Tartunnan pettämisen ja betonin kartiomurtumisen ominaiskapasiteetin arvon määrittäminen (Hilti 2012).

Ankkurin koko	M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Normaali ankkurointisyvyys $h_{ef} = h_{ef,typ}$ [mm]	80	90	110	125	170	210	240	270
Halkeilematon betoni								
$N_{Rd,p}^0$ Lämpötila-alue I [kN]	22,3	31,4	46,1	69,8	118,7	175,9	169,6	212,1
$N_{Rd,p}^0$ Lämpötila-alue II [kN]	19,0	26,7	39,2	59,3	100,9	149,5	135,7	169,6
$N_{Rd,p}^0$ Lämpötila-alue III [kN]	15,6	22,0	32,3	48,9	83,1	123,2	124,4	155,5
Halkeillut betoni								
$N_{Rd,p}^0$ Lämpötila-alue I [kN]	6,7	9,4	18,4	27,9	47,5	70,4	90,5	113,1
$N_{Rd,p}^0$ Lämpötila-alue II [kN]	5,0	7,1	15,0	22,7	38,6	57,2	73,5	91,9
$N_{Rd,p}^0$ Lämpötila-alue III [kN]	4,5	6,3	12,7	19,2	32,6	48,4	62,2	77,8

Käyttölämpötila-alue määritetään taulukon 21 avulla.

Taulukko 21. Käyttölämpötila-alueen määrittäminen (Hilti 2012)

Lämpötila-alue	Alusmateriaalin lämpötila	Max. pitkäkestoinen alusmateriaalin lämpötila	Max. lyhytkestoinen alusmateriaalin lämpötila
Lämpötila-alue I	-40 °C - +40 °C	+24 °C	+40 °C
Lämpötila-alue II	-40 °C - +80 °C	+50 °C	+80 °C
Lämpötila-alue III	-40 °C - +120 °C	+72 °C	+120 °C

Betonin kartiomurron ominaiskapasiteetti $N_{Rd,c}^0$ määritetään taulukon 22 avulla (Hilti 2012).

Taulukko 22. Betonin kartiomurron ominaiskapasiteetti $N_{Rd,c}^0$ (Hilti 2012).

Ankkurin koko	M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
$N_{Rd,c}^0$ Halkeilematon betoni [kN]	20,1	24,0	32,4	39,2	62,2	85,4	104,3	124,5
$N_{Rd,c}^0$ Halkeillut betoni [kN]	14,3	17,1	23,1	28,0	44,3	60,9	74,4	88,7

Betonin lujuuden vaikutustekijä yhdistetyn tartunnan pettämiseen ja betonin kartiomurtumiseen $f_{B,p}$ saa kaikilla betonilujuuksilla arvon 1. Betonin lujuuden vaikutustekijä f_B lasketaan kaavalla 21. (Hilti 2012)

$$f_B = \sqrt{f_{ck,cube} / 25 \text{ MPa}} \quad (21)$$

Ankkurointisyvyyden vaikutustekijä $f_{h,p}$ ja $f_{h,N}$ lasketaan kaavoilla 22 ja 23.

$$f_{h,p} = \frac{h_{ef}}{h_{ef,typ}} \quad (22)$$

$$f_{h,N} = \left(\frac{h_{ef}}{h_{ef,typ}} \right)^{1,5} \quad (23)$$

Joissa h_{ef} on tehollinen ankkurointisyvyys ja $h_{ef,typ}$ on tyyppinen ankkurointisyvyys. $h_{ef,typ}$ arvot on esitetty taulukossa 20. (Hilti 2012).

Reunaetäisyyden vaikutustekijät $f_{1,N}$, $f_{2,N}$, $f_{1,sp}$ ja $f_{2,sp}$ sekä keskiöetäisyyden vaikutustekijät $f_{3,N}$ ja $f_{3,sp}$ lasketaan kaavoilla 24-29 (Hilti 2012).

$$f_{1,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1 \quad (24)$$

$$f_{1,sp} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,sp}} \leq 1 \quad (25)$$

$$f_{2,N} = 0,5 \cdot \left(1 + \frac{c}{c_{cr,N}}\right) \leq 1 \quad (26)$$

$$f_{2,sp} = 0,5 \cdot \left(1 + \frac{c}{c_{cr,sp}}\right) \leq 1 \quad (27)$$

$$f_{3,N} = 0,5 \cdot \left(1 + \frac{s}{s_{cr,N}}\right) \leq 1 \quad (28)$$

$$f_{3,sp} = 0,5 \cdot \left(1 + \frac{s}{s_{cr,sp}}\right) \leq 1 \quad (29)$$

Jossa c on reunaetäisyys, $c_{cr,N}$ on kriittinen reunaetäisyys betonin kartiomurtumiselle, $c_{cr,sp}$ on kriittinen reunaetäisyys halkeamismurtumiselle, s on keskiöetäisyys, $s_{cr,N}$ on kriittinen keskiöetäisyys betonin kartiomurtumiselle ja $s_{cr,sp}$ on kriittinen keskiöetäisyys kartiomurtumiselle. Reuna- ja keskiöetäisyyksien kriittiset sekä minimiarvot ovat esitetty taulukossa 23.(Hilti 2012)

Taulukko 23. Ankkureiden asennustiedot (Hilti 2012).

Ankkurin koko			M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Poranterän nimellishalkaisija	d_0	[mm]	10	12	14	18	22	28	30	35
Tehollisen ankkurointisyvyys- ja porareian syvyysalue ^{a)} for HIT-V	$h_{ef,min}$	[mm]	60	60	70	80	90	96	108	120
	$h_{ef,max}$	[mm]	160	200	240	320	400	480	540	600
Alusmateriaalin minimipaksuus	h_{min}	[mm]	$h_{ef} + 30 \text{ mm}$			$h_{ef} + 2 d_0$				
Pohjalevyn reiän halkaisija	d_f	[mm]	9	12	14	18	22	26	30	33
Kiristysmomentti	$T_{max}^{b)}$	[Nm]	10	20	40	80	150	200	270	300
Minimikeskiöetäisyys	s_{min}	[mm]	40	50	60	80	100	120	135	150
Minimireunaetäisyys	c_{min}	[mm]	40	50	60	80	100	120	135	150
Kriittinen keskiöetäisyys halkeamismurtumiselle	$s_{cr,sp}$	[mm]	$2 c_{cr,sp}$							
Kriittinen reunaetäisyys halkeamismurtumiselle ^{c)}	$c_{cr,sp}$	[mm]	$1,0 \cdot h_{ef}$ kun $h / h_{ef} \geq 2,0$							
			$4,6 h_{ef} - 1,8 h$ kun $2,0 > h / h_{ef} > 1,3$:							
			$2,26 h_{ef}$ kun $h / h_{ef} \leq 1,3$:							
Kriittinen keskiöetäisyys betonin kartiomurtumiselle	$s_{cr,N}$	[mm]	$2 c_{cr,N}$							
Kriittinen reunaetäisyys betonin kartiomurtumiselle ^{d)}	$c_{cr,N}$	[mm]	$1,5 h_{ef}$							

Raudoituksen vaikutustekijää $f_{re,N}$ käytetään vaan tiheän raudoituksen aluella, jossa raudoitusteho $< 150 \text{ mm}$:ä, kun raudoituksen halkaisija on $< 10 \text{ mm}$:ä. Suuremmilla raudoitteihalkaisijoilla raudoitteijako pitää olla $< 100 \text{ mm}$:ä. Muulloin $f_{re,N}$ saa arvon 1. $f_{re,N}$ lasketaan kaavalla 30. (Hilti 2012).

$$f_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200 \text{ mm}} \leq 1 \quad (30)$$

Ulosvetolujuuden riittävyyden lisäksi pitää ottaa huomioon alusrakenteen kyky siirtää voimia. Vetovoima siirretään yleensä pelkästään teräksien avulla. Reunapalkin tapauksessa uusien vetoteräksiä injektoitaessa tulee tarkistaa uusien terästen ja vanhan palkin hakaterästen limijatkoksien ja limityspituuden riittävyys välittämään voimia. Tämä on tärkeää etenkin, jos kuormitukset kasvavat nykyisestä tilanteesta.

4.6.2 Leikkauskestävyys

Betonilaatassa ei tarvita erillistä leikkausraudoitusta, jos leikkausraudoittamattoman laatan leikkauskestävyys on riittävä. Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys lasketaan kaavalla 31. (by 211 2014).

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b d \quad (31)$$

Jossa $C_{Rd,c}$ on betonin materiaali varmuuteen liittyvä kerroin (kaava 32), k on tehollisen korkeuden kerroin (kaava 33), ρ on raudoitussuhde (kaava 34), $k_1 = 0,15$ on puristuksen kerroin ja σ_{cp} on puristusjännitys. Laatassa on harvoin puristusjännitystä, jolloin termi $k_1 \sigma_{cp}$ on nolla. (by 211 2014).

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12 \quad (32)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (33)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (34)$$

Vanhan parvekelaatan tapauksessa leikkauskestävyyden tarkasteluun riittää leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyyden tarkistaminen. Betonilaatoissa on käytetty vain erikoistapauksissa leikkausraudoitusta ja parvekelaattojen tapauksessa ei leikkausraudoitusta ole käytetty ollenkaan. Parvekerakenteen toimintapa muuttuu kuitenkin oleellisesti, jos vanha betonilaatta piikataan pois ja valetaan uusi laatta tilalle. Tällöin Uuden parvekelaatan ja ulkoseinän reunapalkin välille syntyy työsauma. Tällöin uusi betonilaatta ei välitä enää leikkausvoimaa, vaan leikkausvoima välittyy tuelle ainoastaan raudoituksen kautta. Tällöin raudoituksen leikkauskestävyys on tarkastettava tai lisättävä erikseen leikkausvoimaa välittävä tapitus reunapalkin ja betonilaatan välille. Erillisen tapituksen tapauksessa tulee huomioida raudoituksen ankkurointi pituuden vaikutus leikkausraudoituksen määrään kaavojen (12) ja (13) mukaisella kertoimella k_a . Raudoituksen leikkauskestävyydessä sovelletaan teräsrakenteiden leikkauskestävyyden laskenta-kaavaa (SFS-EN 1993-1-1 2006 s.54). Raudoituksen leikkauskestävyys lasketaan kaavalla 35.

$$V_{Rd} = \frac{A_v f_{yd}}{\sqrt{3}} k_a \quad (35)$$

Vaihtoehtoisesti kaavaa 17. muokkaamalla voidaan laskea tarvittavan leikkausraudoituksen pinta-ala, jos tiedetään leikkausvoima. Tarvittavan leikkausraudoituksen määrittämisen jälkeen pitää tarkastaa leikkausraudoituksen injektointiin käytetyn injektointimassan leikkauskestävyys. Injektointimassaan kohdistuu sama leikkausvoima V_d , joka jakaantuu leikkausraudoitusten kesken. Injektointimassan valmistajan antamista tiedoista saadaan massan leikkauskapasiteetti V_{Rd} . Injektointimassana leikkauskapasiteetti lasketaan kaavalla 36.

$$n_v \cdot V_{Rd} \geq V_d \quad (36)$$

Jossa n_v on leikkausraudoitteiden määrä.

Ankkurin suunnittelukapasiteetti leikkaukselle V_{Rd} on (Hilti 2012) mukaan pienin seuraavista arvoista:

- Teräksen kapasiteetti leikkaukselle: $V_{Rd,s}$

- Betonin kampeamismurtokapasiteetti:

$$V_{Rd,cp} = k \cdot \min(N_{Rd,p}; N_{Rd,c}) \quad (37)$$

- Betonin reunamurtokapasiteetti:

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,c}^0 \cdot f_B \cdot f_{\beta} \cdot f_4 \cdot f_h \cdot f_{hef} \cdot f_c \quad (38)$$

Joissa $N_{Rd,p}$ on tartunnan peittäminen ja betonin kartiomurtumisen suunnittelukapasiteetti, $N_{Rd,c}$ on betonin kartiomurron suunnittelukapasiteetti, $V_{Rd,c}^0$ on betonin reunamurtumisen ominaiskapasiteetti, f_B on betonilujuuden vaikutustekijä, f_{β} on vaikuttavan voiman ja vapaalle reunalle kohtisuoran suunnan välisen kulman vaikutus, f_{hef} on ankkurointisyvyyden vaikutustekijä, f_h on alusmateriaalin paksuuden vaikutustekijä, f_4 on keskiö- ja reunaetäisyyden vaikutustekijä sekä f_c on reunaetäisyyden vaikutustekijä. (Hilti 2012).

Teräksen suunnittelukapasiteetti leikkaukselle $V_{Rd,s}$ määritetään taulukon 24 avulla.

Taulukko 24. Teräksen suunnittelukapasiteetti $V_{Rd,s}$ (Hilti 2012).

Ankkurin koko			M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
$V_{Rd,s}$	HIT-V 5.8	[kN]	7,2	12,0	16,8	31,2	48,8	70,4	92,0	112,0
	HIT-V 8.8	[kN]	12,0	18,4	27,2	50,4	78,4	112,8	147,2	179,2
	HIT-V-R	[kN]	8,3	12,8	19,2	35,3	55,1	79,5	48,3	58,8
	HIT-V-HCR	[kN]	12,0	18,4	27,2	50,4	78,4	70,9	92,0	110,3

Betonin kampeamismurtokapasiteetin $V_{Rd,cp}$ laskemisessa valitaan pienempi arvoista $N_{Rd,p}$ ja $N_{Rd,c}$, jotka laskettiin ankkuroinnin vetokestävyyden yhteydessä. Valittu arvo kerrotaan kertoimella $k = 2$. (Hilti 2012)

Betonin reunamurtumisen ominaiskapasiteetti $V_{Rd,c}^0$ määritetään taulukosta 25. (Hilti 2012).

Taulukko 25. *Betonin reunamurtumisen ominaiskapasiteetti $V_{Rd,c}^0$ (Hilti 2012).*

Ankkurin koko		M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Halkeilematon betoni									
$V_{Rd,c}^0$	[kN]	5,9	8,6	11,6	18,7	27,0	36,6	44,5	53,0
Halkeillut betoni									
$V_{Rd,c}^0$	[kN]	4,2	6,1	8,2	13,2	19,2	25,9	31,5	37,5

Betonin lujuuden vaikutustekijä f_B on sama kuin vetokestävyyden mitoituksessa. f_B lasketaan kaavan 21 mukaan. (Hilti 2012).

Vaikuttavan voiman ja vapaalle reunalle kohtisuoran suunnan välisen kulman vaikutus f_β lasketaan kaavalla 39 (Hilti 2012).

$$f_\beta = \sqrt{\frac{1}{(\cos\beta)^2 + (\cos\beta/2,5)^2}} \quad (39)$$

Alusmateriaalin paksuuden vaikutustekijä f_h lasketaan kaavalla 40 (Hilti 2012).

$$f_h = \sqrt{\frac{h}{1,5 \cdot c}} \leq 1 \quad (40)$$

Jossa c on ankkurin reunaetäisyys leikkausvoiman suunnassa.

Keskiö- ja reunaetäisyyden vaikutustekijä betonin reunamurtumiskapasiteettiin f_4 lasketaan kaavalla 41 (Hilti 2012).

$$f_4 = (c/h_{ef})^{1,5} \cdot (1 + s/3c) \cdot 0,5 \quad (41)$$

Jossa s on ankkureiden välinen keskiöetäisyys.

Ankkurointisyvyyden vaikutustekijä f_{hef} lasketaan kaavalla 42 (Hilti 2012).

$$f_{hef} = 0,05 \cdot (h_{ef}/d)^{1,68} \quad (42)$$

Jossa d on ankkurin halkaisija.

Reunaetäisyyden vaikutus lasketaan kaavalla 43 (Hilti 2012).

$$f_c = (d/c)^{0,19} \quad (43)$$

Ankkuroinnin leikkausmitoituksella varmistetaan, että ankkurointi alustan kestävyys on riittävä vastaanottamaan uusille teräksille tulevan leikkausvoiman.

4.6.3 Käyttörajatila

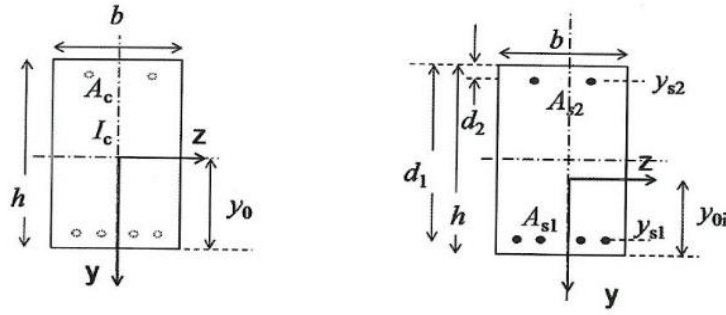
Käyttörajatilassa rakenteen mitoitukselle asetetaan rajat by 211 (2013) mukaan:

- betonin puristusjännitykselle
- raudoituksen vetojännitykselle
- halkeamaleveydelle
- taipumalle

Teräsbetoni rakenteen käyttäytyminen käyttörajatilassa eroaa murtorajatilasta raudoituksen ja betonin rasiutusten osalta. Raudoitus on lineaarisesti kimmoisella alueella, koska raudoituksen jännitykset ovat selvästi myötölujuutta pienempiä. Betonin jännitykset ovat selvästi alle murtolujuuden, mutta kuormitusaika vaikuttaa betonin käyttäytymiseen ja viruma pitää huomioida muodonmuutoksia lisäävänä tekijänä. (by 211 2013 s.205).

Halkeilua tarkasteltaessa rakennetta voidaan pitää halkeamattomana, kun betonin vetojännitys ei ylitä vetolujuutta kuormitushistorian aikana. Halkeilun muodostuessa teräsbetonirakenteen tarkastelu jaetaan halkeamattoman ja haljenneen tilan tarkasteluun. Laskennassa käytettävissä yksiköissä ja kaavoissa halkeamaton tila jaetaan alaindeksiin (I) ja halkeillut tila alaindeksiin (II). (by 211 2013 s.205).

Halkeamattomassa tilassa rakennetta tarkastellaan lineaarisen kimmoteorian mukaan. Betonin poikkileikkaus jaetaan eri poikkileikkaussuureisiin, joita ovat brutto-, netto- ja muunnettu poikkileikkaus. Brutto poikkileikkauksessa raudoitusta ei huomioida ja koko poikkileikkaus käsitellään betonina. Netto poikkileikkauksessa raudoituksen pinta-ala vähennetään betonin pinta-alasta. Muunnetussa poikkileikkauksessa raudoituksen ala kerrotaan kimmokertoimien suhteella ja lisätään netto poikkileikkaukseen. (by 211 2013 s.205).



Kuva 25. Poikkileikkaussuureiden määrittäminen halkeamattomassa teräsbetonipoikkileikkauksessa (by 211 2013 s.206).

Raudoituksen ja betonin kimmokertoimien suhde määritetään kaavan 44 mukaan (by 211 2013 s.206).

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} \quad (44)$$

Jossa E_s on raudoituksen kimmokerroin ja E_c betonin kimmokerroin. Muunnettu poikkileikkaus ala voidaan määrittää tämän jälkeen kaavalla 45 (by 211 2013 s.206).

$$A_i = A_c + (\alpha_e - 1)(A_{s1} + A_{s2}) \quad (45)$$

Jossa A_c on betonin poikkileikkauspinta-ala, A_{s1} on vetoterästen poikkileikkauspinta-ala ja A_{s2} on puristusterästen poikkileikkauspinta-ala. Kaavalla 46 laskettavan pintakeskiön etäisyyttä tarvitaan laskemaan poikkileikkauksen jäyhyysmomentti ja puristusvyöhykkeen korkeus. (by 211 2013 s.206).

$$y_{0i} = \frac{y_0 A_c + (\alpha_e - 1)[A_{s1}(h - d_1) + A_{s2}(h - d_2)]}{A_i} \quad (46)$$

Jossa y_0 on bruttopoikkileikkauksen pintakeskiö, h on laatan korkeus, d_1 vetoterästen tehollinen korkeus ja d_2 puristusterästen tehollinen korkeus. Jäyhyysmomentti voidaan laskea tällöin kaavalla 47 ja puristusvyöhykkeen korkeus kaavalla 48. (by 211 2013 s.206).

$$I_i = I_c + A_c(y_{0i} - y_0)^2 + (\alpha_e - 1)[A_{s1}(y_{0i} - h + d_1)^2 + A_{s2}(y_{0i} - h + d_2)^2] \quad (47)$$

$$X_I = h - y_{0i} \quad (48)$$

Nämä ovat halkeamattoman tilan arvoja, joita käytetään jännitysrajatilojen ja halkeilurajatilan määrittämiseen. Poikkileikkauksessa esiintyvät jännitykset voidaan laskea betonilla kaavalla 49 ja veto- sekä puristusraudoituksille kaavalla 50. (by 211 2013 s.207).

$$\sigma_c(y) = \frac{M_{Ed}}{I_i} y \quad (49)$$

$$\sigma_{s1,2} = \alpha_c \frac{M_{Ed}}{I_i} (y_{0i} - h + d_{1,2}) \quad (50)$$

Betoniin syntyy halkeamia, jos käyttörajatilan momentti M_{Ek} ylittää rakenteen halkeilumomentin $M_{R,cr}$, joka lasketaan kaavalla 51. Kaavassa esiintyvä taivutusvastus W_i lasketaan kaavalla 52. Betonin vetolujuuden tehollisena arvona $f_{ct,eff}$ voidaan käyttää betonin keskimääräistä vetolujuuden arvoa f_{ctm} . (by 211 2013 s.218).

$$M_{R,cr} = f_{ct,eff} W_I \quad (51)$$

$$W_I = \frac{I_I}{h - X_I} \quad (52)$$

Tarkistetaan onko rakenne haljennut.

$$M_{Ek} \geq M_{R,cr} \quad (53)$$

Jos kaavan 53 mukainen ehto ei täyty, niin rakenne ei ole haljennut eikä halkeamaleveyttä tarvitse tarkastaa. (by 211 2013 s.218).

Jos ehto täyttyy, tarkastellaan haljenneen tilan jännityksiä ja muodon muutoksia halkeaman kohdalla. Puristusvyöhykkeen korkeus ja jäyhyysmomentti haljenneessa tilassa laskentaan kaavoilla 54 ja 55. (by 211 2013 s.207, s.218).

$$X_{II} = \frac{1}{b} [\sqrt{(\alpha_e A_{s1} + (\alpha_e - 1) A_{s2})^2 + 2b(\alpha_e d_1 A_{s1} + (\alpha_e - 1) d_1 A_{s2} - (\alpha_e A_{s1} + (\alpha_e - 1) A_{s2}))}] \quad (54)$$

$$I_{II} = \frac{b X_{II}^3}{3} + \alpha_e A_{s1} (d_1 - X_{II})^2 + (\alpha_e - 1) A_{s2} (d_2 - X_{II})^2 \quad (55)$$

Betonin reunajännitys on silloin kaavan 56 mukainen (by 211 2013 s.208).

$$\sigma_c = M_{Ed} \frac{X_{II}}{I_{II}} \quad (56)$$

Raudoituksen jännitys haljenneessa ja puristetussa alueessa saadaan kaavasta 57. (by 211 2013 s.208).

$$\sigma_{s1,2} = \alpha_e \frac{M_{Ed}}{I_{II}} (d_{1,2} - X_{II}) \quad (57)$$

Raudoituksen vetojännitys voidaan vaihtoehtoisesti laskea haljenneen tilan sisäisen momenttivarren z_{II} avulla kaavojen 58 ja 59 mukaisesti (by 211 2013 s.209).

$$z_{II} = d - \frac{X_{II}}{3} \quad (58)$$

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_s z_{II}} \quad (59)$$

Halkeamaleveyden rajoittaminen vaatii riittävää vetoraudoitusmäärää. Vähimmäisraudoitus lasketaan kaavan 60 mukaan (by 211 2013 s.216).

$$A_{s,min} = \frac{k_c k f_{ct,eff} A_{ct}}{\sigma_s} \quad (60)$$

Jossa k_c on jännitys jakauman kerroin, k on pakkovoimat huomioon ottava kerroin, A_{ct} on betonin vetorasitetun poikkileikkauksen ala ennen halkeaman muodostumista ja σ_s on raudoituksen vetojännitys välittömästi halkeaman muodostumisen jälkeen. Jännitys jakauman kerroin k_c saa arvon 0,4 puhtaalle taivutukselle ja arvon 1,0 suoralle vedolle. pakkovoimien kerroin k arvon 1, kun $h \leq 300$ ja $b \leq 300$, ja arvon 0.65, kun $h \geq 300$ ja $b \geq 300$. Välien arvon interpoloidaan. (by 211 2013 s.216).

Tarkistetaan täyttyykö vähimmäisraudoituksen ehto.

$$A_{s,tot} \geq A_{s,min} \quad (61)$$

Jos ehto ei toteudu, raudoitusmäärää pitää lisätä. (by 211 2013 s.218).

Ehdon täyttyessä voidaan laskea halkeamaleveys. Tätä varten pitää selvittää tehollinen korkeus $h_{c,eff}$, tehollinen pinta-ala $A_{c,eff}$ ja tehollinen raudoitusala $\rho_{p,eff}$ kaavojen 62 – 64 avulla. (by 211 2013 s.219).

$$h_{c,eff} = \min\{2,5(h - d), \frac{h-X}{3}, \frac{h}{2}\} \quad (62)$$

$$A_{c,eff} = bh_{c,eff} \quad (63)$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (64)$$

Näiden avulla voidaan laskea betonin ja raudoituksen venymäero kaavan 65 mukaisesti (by 211 2013 s.219).

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t(1 + \alpha_e \rho_{p,eff}) f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}}{E_s} \quad (65)$$

Jossa k_t on kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin. Se saa arvon 0,6 lyhytaikaisille kuormille ja arvon 0,4 pitkäaikaisille kuormille. Venymäerolle käytetään kuitenkin vähintään arvoa 0,6 ε_s , joka on raudoituksen venymä. (by 211 2013 s.214).

Halkeamaväli lasketaan kaavan 66 mukaisesti (by 211 2013 s.212).

$$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} \quad (66)$$

Jossa c on betonipeitteen paksuus tangon pintaan, \emptyset on tangon halkaisija, k_1 on raudoituksen tartunnan huomioiva kerroin, k_2 on poikkileikkauksen jännitys jakauman huomioiva kerroin ja k_3 sekä k_4 ovat kansallisesti valittuja kertoimia. Kertoimien k_1 , k_2 , k_3 ja k_4 arvot ovat esitetty taulukossa 26. (by 211 2013 s.213).

Taulukko 26. Halkeamavälin laskennan kertoimet (by 211 2013 s.213).

Kerroin	Kertoimen arvo	Selite
k1	0,8	Hyvä tartunta
	1,6	Huonotartunta (lähes sileä)
k2	0,5	Taivutus
	1,0	Suora veto
k3	3,4	Kansallisesti valittava kerroin
k4	0,425	Kansallisesti valittava kerroin

Halkeamaleveys lasketaan kaavalla 67 (by 211 2013 s.219).

$$w_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (67)$$

Halkeamaleveyden tulee täyttää mitoitusehto (by 211 2013 s.219).

$$w_k \leq w_{max} \quad (68)$$

Halkeamaleveyden maksimiarvon w_{max} raja-arvot eri rasitusluokissa on esitetty taulukossa 27.

Taulukko 27. Halkeamaleveyden raja-arvot (by 211 2013 s.211).

Rasitusluokka	Halkeamaleveys w_{\max} pitkäaikainen kuormitusyhdistelmä (mm)
X0,XC1	0,4
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,3
XD2, XD3, XS2,XS3	0,2

Taipuman suuruutta tarkasteltaessa laskentaan teräsbetonirakenteelle erikseen kuormituksen aiheuttama ja kutistuman aiheuttama taipuma, joiden yhteenlaskettu summa on rakenteen kokonaistaipuma. (by 211 2013 s.228 – 234).

Kuormituksista aiheutuva taipuma lasketaan kaavan 69 avulla.

$$a_M = KL^2 \frac{1}{r} \quad (69)$$

Jossa K on tuennasta ja kuormituksesta riippuva kerroin, L on ulokkeen pituus ja $1/r$ on rakenteen kaarevuus maksimimomentin kohdalla (by 211 2013 s.228). K saa arvon 0,25 ulokkeelle tasaisella kuormalla (RTT 2012). Rakenteen kaarevuuden laskemista varten pitää selvittää halkeamattoman tilan kaarevuus $1/r_I$, täysin haljenneen tilan kaarevuus $1/r_{II}$ ja halkeiluaste ζ kaavojen 70 – 72 mukaan (by 211 2013 s.230 – 231).

$$\frac{1}{r_I} = \frac{M_{Ek}}{E_{c,eff} I_I} \quad (70)$$

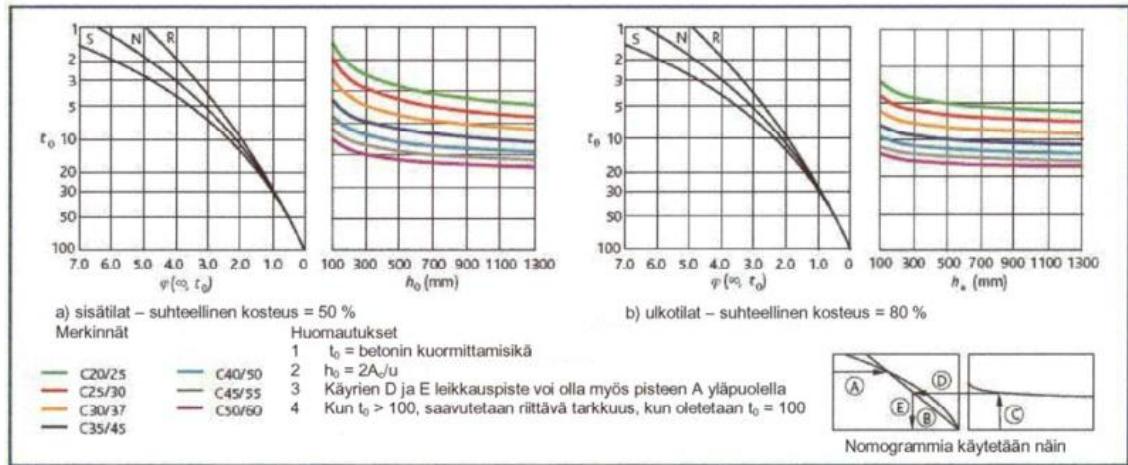
$$\frac{1}{r_{II}} = \frac{M_{Ek}}{E_{c,eff} I_{II}} \quad (71)$$

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ek,max}} \right)^2 \quad (72)$$

Jossa β on kuormituksen keston ja toistuvuuden huomioiva kerroin ja $E_{c,eff}$ on betonin tehollinen kimmokerroin. β saa arvon 1,0 yksittäisille lyhytaikaisille kuormille ja arvon 0,5 pitkäaikaisille tai toistuville kuormille. Halkeamattomalle rakenteelle $\zeta = 0$. (by 211 2013 s.230 – 231). Betonin tehollinen kimmokerroin määritetään virumaluvun avulla kaavasta 73. (RTT 2012)

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\phi} \quad (73)$$

Jossa ϕ on virumaluku. Virumaluku voidaan määrittää kuvan 26 avulla. Virumaluku voidaan määrittää myös laskennallisesti Eurokoodin EN 1992-1-1 liitteen B mukaisilla laskentakaavoilla. (RTT 2012) Laskennallista tarkastelua ei ole otettu mukaan tämän tutkimuksen sisältöön.



Kuva 26. Virumaluvun määrittäminen (RTT 2012).

Yhtälöiden 70 – 73 pohjalta voidaan laskea rakenteen käyryys kaavalla 74. (by 211 2013 s.230 – 231).

$$\frac{1}{r} = \zeta \frac{1}{r_{II}} + (1 - \zeta) \frac{1}{r_I} \quad (74)$$

Kutistumasta aiheutuva taipuma lasketaan kaavalla 75.

$$a_{cs} = K_{cs} L^2 \frac{1}{r_{cs}} \quad (75)$$

Jossa K_{cs} on tuennasta ja kuormituksesta riippuva kerroin ja $1/r_{cs}$ on rakenteen kutistuman aiheuttama kaarevuus (by 211 2013 s.233). K_{cs} saa arvon 0,25 ulokkeelle tasaisella kuormalla (RTT 2012). Kutistuman aiheuttaman kaarevuuden laskentaa varten tarvitaan raudoituksen staattinen momentti S , staattinen momentti halkeamattomassa tilassa S_I ja staattinen momentti haljenneessa tilassa S_{II} , jotka lasketaan kaavojen 76 – 78 avulla (by 211 2013 s.233).

$$S = \zeta \frac{S_{II} I}{I_{II}} + (1 - \zeta) \frac{S_I I}{I_I} \quad (76)$$

$$S_I = A_{s1}(d_1 - X_I) + A_{s2}(d_2 - X_I) \quad (77)$$

$$S_{II} = A_{s1}(d_1 - X_{II}) + A_{s2}(d_2 - X_{II}) \quad (78)$$

Staattisen momentin avulla kutistuman aiheuttama taipuma voidaan laskea kaavalla 79. (by 211 2013 s.233).

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I} \quad (79)$$

Jossa ϵ_{cs} on vapaata kutistumaa vastaa muodonmuutos, jolle käytetään yleensä arvoa $\epsilon_{cs} = 0,0005$.

Rakenteen kokonaistaipuma on kaavan 80 mukainen (by 211 2013 s.235).

$$a = a_M + a_{cs} \quad (80)$$

Rakenteen tulee täyttää taipumarajatilan ehto (by 211 2013 s.235).

$$a \leq a_{max} \quad (81)$$

Jossa a_{max} on taipumaan yläraja. Taipuman ylärajalle ei anneta eurokoodeissa ehdotonta ylärajaa, mutta suositeltuna arvona käytetään $L / 250$. (by 211 2013 s.225).

4.6.4 Reunapalkin vääntökestävyys

Ulokeparvekkeen kantavuuden mitoituksessa kannattaa tarkistaa myös betonisen reunapalkin riittävä kapasiteetti vääntöä vastaa, etenkin kuormien kasvaessa korjausten yhteydessä. Reunapalkkia harvoin puretaan, joten sen kestävyysden mitoitukseen tulee olla käytettävissä vanhat suunnitelmat.

Vääntörasituksessa betonipalkista toimii tehokkaimmin uloimman kuoren muodostama kotelo. Tämän kotelon paksuus t_{ef} määritetään palkin pinta-alan A ja piirin u suhteen perusteella kaavan 82 mukaisesti (by 211 2013 s.172).

$$t_{ef} = \frac{A}{u} \quad (82)$$

Tehollisen poikkileikkauskotelon paksuus on kuitenkin vähintään $2d_s$, jossa d_s on pituussuuntaisen raudoituksen keskipisteen etäisyys palkin ulkoreunaan. Vääntömitoituksessa käytetään tehollisen poikkileikkauskotelon keskilinjän rajaamia korkeus ja leveys mittoja h_0 ja b_0 , jotka lasketaan kaavoilla 83 ja 84 (by 211 2013 s.173).

$$h_0 = h - t_{ef} \quad (83)$$

$$b_0 = b - t_{ef} \quad (84)$$

Mittojen h_0 ja b_0 avulla voidaan laskea kaavoilla 85 ja 86 kotelon keskilinjän rajaama pinta-ala A_k ja piiri u_k (by 211 2013 s.173-174).

$$A_k = h_0 \cdot b_0 \quad (85)$$

$$u_k = 2(h_0 + b_0) \quad (86)$$

Palkin halkeilukestävyys $T_{c,Rd}$ voidaan laskea kaavalla 87 (by 211 2013 s.174).

$$T_{c,Rd} = 2A_k t_{ef} f_{ctd} \quad (87)$$

Jossa f_{ctd} on betonin vetolujuuden mitoitusarvo. Palkki ei halkeile väännön vaikutuksesta, jos halkeilukestävyys on suurempi kuin vääntömomentti. Tällöin palkkiin riittää vähimmäisraudoitus, eikä erillistä vääntöraudoitusta tarvitse mitoittaa. (by 211 2013 s.174).

Vääntöraudoitetun palkin vääntökestävyyden mitoituksessa käytetään ristikkomenetelmää, jossa rakenteeseen oletetaan muodostuvan avaruusristikko. Avaruusristikossa vetopaareina toimivat palkin kulmissa sijaitsevat pitkittäisteräksiset ja poikittaisina vetosauvoina haat sekä puristussauvoina teholliseen poikkileikkaukseen muodostuvat vinot betonisauvat. Vääntöraudoituksen mitoituksessa pystyhakojen täytyy olla limitettyjä umpihakojia. Betoniset puristussauvat muodostavat kulman θ , joka voi saada arvon $30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ väliltä. Tunnetulle poikkileikkaukselle vääntökestävyys $T_{Rd,s}$ voidaan laskea kaavasta 88. (by 211 2013 s.174-175)

$$T_{Rd,s} = 2A_k \sqrt{\frac{A_{sw} f_{ywd}}{s} \frac{A_{sL} f_{yLd}}{u_k}} \quad (88)$$

Jossa A_{sw} on hakaraudoituksen pinta-ala yksileikkeisenä, A_{sL} on pituussuunnan raudoituksen pinta-ala, f_{ywd} on hakaraudoituksen mitoitus myötölujuus, f_{yLd} on pituussuunnan raudoituksen mitoitus myötölujuus, s on hakajako ja u_k on kotelon keskilinjan rajaama piiri.

Jos poikkileikkauksen vääntökestävyys on riittävä, tarkastetaan betonisten puristussauvojen kulma θ kaavalla 89 (by 211 2013 s.176).

$$\theta = \arccot \sqrt{\frac{A_{sL} f_{yLd}}{A_{sw} f_{ywd}} \frac{s}{u_k}} \quad (89)$$

Jos laskettu kulma on välissä $30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$, tarkastetaan vielä betonisten puristussauvojen kestävyyyden yläraja $T_{rd,max}$ kaavalla 90 (by 211 2013 s.176).

$$T_{Rd,max} = 2v f_{cd} A_k t_{ef} \sin \theta \cos \theta \quad (90)$$

$$\text{Jossa } v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}}\right)$$

Vääntöraudoitetun palkin vääntökestävyys T_{Rd} on pienempi arvoista $T_{Rd,s}$ ja $T_{Rd,max}$, mikä on esitetty kaavassa 91 (by 211 2013 s.176).

$$T_{Rd} = \min\{T_{Rd,s}, T_{Rd,max}\} \quad (91)$$

Reunapalkin vääntökestävyyden lisäksi tulee myös tarkistaa reunapalkin tuennan riittävyys, jotta reunapalkki pystyy välittämään voimat kantavaan runkoon. Tätä ei ole huomioita tämän työn laskentaohjelmassa, vaan tarkastelu tulee tehdä tapauskohtaisesti jokaisessa kohteessa.

4.7 Teräspalkkikannatteisen parvekkeen mitoitus

Ratakiskot ja muut vanhat rakenteet mitoitetaan kimmoteorian mukaan, koska vanhoja rakenteita ei ole mitoitettu plastisuusteorian mukaan. Uusissa rakenteissa voidaan myös käyttää plastisuusteorian mukaista mitoitusta, kun teräspalkin poikkileikkausluokka sen sallii. Plastisuusteoriassa teräksen mitoituksessa voidaan käyttää plastista vääntövastusta $W_{y,pl}$, joka on suurempi kuin kimmoinen vääntövastus $W_{y,el}$.

Ratakiskoilla tai muilla teräsprofiileilla kannatellun ulokeparvekkeen kantavuus voidaan laskea suoraan teräspalkkien kestävyiden mukaan, jos rakenteessa ei ole teräspalkkia ja betonilaattaa yhteen sitovaa raudoitusta. Kappaholvillisen parvekkeen tapauksessa tiilirakennetta ei voida huomioida mitenkään kantavuudessa. Teräspalkin mitoittaa murto-rajatilassa lähes aina palkin taivutuskestävyys. Teräspalkin taivutuskestävyys lasketaan kaavalla (92). (SFS-EN 1993-1-1 2006 s.53)

$$M_{c,Rd} = \frac{W_y f_y}{\gamma_{M0}} \quad (92)$$

Jossa f_y on käytetyn teräslaadun myötölujuus ja γ_{M0} on teräksen materiaalin varmuuskerroin (SFS-EN 1993-1-1 2006 s.48).

Teräspalkin tapauksessa leikkauskestävyys on hyvin harvoin mitoittavana tekijänä. Leikkauskestävyyden laskemisessa käytetään hyväksi profiilin leikkauspinta-alaa A_v , joka lasketaan kaavalla (93). Teräsprofiilin leikkauskestävyys lasketaan kaavalla (94). (SFS-EN 1993-1-1 2006 s.54)

$$A_v = A \frac{h}{b+h} \quad (93)$$

Jossa A on teräsprofiilin pinta-ala, h on profiilin korkeus ja b on profiilin leveys

$$V_{el,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (94)$$

Jos leikkauskapasiteetista on käytetty alle 0,5 eli $V_{el,Rd} \leq 0,5V_{Ed}$, niin teräspalkin yhdistettyä leikkausta ja taivutusta ei tarvitse tarkastella (SFS-EN 1993-1-1 2006 s.57).

Parvekelaatan sisään valetut eivät pääse kiepahtamaan, joten kiepahdustarkasteluita ei teräspalkille tarvitse tehdä.

Parvekerakenteen kuormien lisääntyessä tulee tarkastaa myös rataiskkon pään tuennan riittävyys tuella. Muurattuun seinään tuettu rataiskkon kasvaneet rasitukset nostavat kiskon aiheuttamaan puristuspainetta tiilimuuraukseen. Kasvanut puristusaine voi ylittää tiilimuurauksen puristuslujuuden ja aiheuttaa muurauksen halkeilua ja pahimmassa tapauksessa rataiskkon tuen pettämisen.

4.8 Uusitun rakenteen mitoittamisen riskien arviointi

Uuden rakenteen kantavuuden varmuus on tarkempi kuin vanhan rakenteen, koska epävarmoja muuttujia on suhteessa vähemmän. Uudessa rakenteessa, jossa on käytetty hyväksi vanhoja kantavia rakenteita, on samoja epävarmuustekijöitä kantavuuden määrittämisessä kuin vanhassa rakenteessa. Vanhan rakenteen kantavuuden selvitystä on käsitelty luvussa 4.1. Rakennetta uusittaessa kuormien kasvattamisen minimointi kasvattaa rakenteen varmuutta. Kuormia voidaan pienentää esimerkiksi laatan ohennuksella ulokeosalla, koska suurin laatta paksuus tarvitaan tuella, jossa momentti on suurin. Oman painoin lisäystä voidaan myös vähentää käyttämällä ruostumattomasta teräksestä tehtyjä raudoitteita, jolloin suojabetonipaksuus voi olla ohuempi.

Vetoteräksellisessä parvekkeessa kantavuuden mitoituslaskelmissa riskiä voidaan pienentää toteuttamalla laskelmat niin, että vanhat vetoteräokset toimivat vain leikkausteräksinä. Tällöin niiden kunto tukirakenteiden sisässä ei ole niin kriittinen. Tällöin uuden rakenteen kantavuuden riskitekijäksi jää nykyisen tukirakenteen ominaisuudet ja injektointitavien terästen todellinen tartunta. Injektoitavien terästen tartunta voidaan varmistaa työmaalla toteutettavien vetokokein, jolloin teräksiä koevedetään jokaisessa parvekkeessa tiettyyn suunnittelijan määrittämään raja-arvoon asti.

Rataiskokannatteisessa parvekkeessa suurimmat riskit ovat rataiskkon kunto seinän tai välipohjan sisässä. Suunnittelijan pitää määrittää kiskon vaurioitumisriski vanhojen suunnitelmien perusteella ja mahdollisuuksien mukaan määrittää rakenneavauksia toteutettavaksi, jos näkee tämän tarpeelliseksi. Rataiskojojen kiinnitys alustaansa tulee myös

tarkistaa ja tarvittaessa vahvistaa esimerkiksi juotosbetonilla ennen uuden rakenteen toteutusta.

Vanhojen rakenteiden todellinen tila tulee aina todeta suunnittelijan toimesta rakenteiden purkamisen jälkeen ennen uusien rakenteiden toteutusta. Tällöin suunnittelija voi tarkistaa vastaako laskelmat ja suunnitelmat todellista tilannetta ja tarvittaessa tarkentaa suunnitelmia.

5. TUTKIMUSMENETELMÄT

5.1 Tutkimusote

Diplomityö toteutetaan laadullisena eli kvalitatiivisena tutkimuksena. Tutkimus toteutetaan kirjallisuusanalyysin ja tapaustutkimuksen yhdistelmänä. Tutkimuksessa selvitetään ulokeparvekerakenteiden toteutus- ja mitoitus tapaa eri aikakausina kirjallisuudesta löytyvän tiedon avulla. Tätä tietoa verrataan omakohtaisiin kokemuksiin, alan kokeneempien asiantuntijoiden näkemyksiin ja korjauskohteissa havaittuihin ominaispiirteisiin. Tiedon pohjalta kehitetään laskentaohjelma olemassa olevien ja uusittujen ulokeparvekkeiden kantavuuden mitoittamiseen. Laskentaohjelmaa hyödynnetään tapaustutkimuksissa. Tapaustutkimuksissa käsitellään kahden kohteen parvekkeiden suunnittelua laskentaohjelmaa hyödyntäen. Lisäksi tapaustutkimuksessa perehdytään jo toteutettujen kohteiden korjauksien toteuttamiseen ja tarkastetaan rakenteiden kantavuus laskentaohjelmalla sekä vertaillaan tuloksia kohteiden välillä.

Tutkimuksen laskennalliset tarkastelut on toteutettu yleisesti tunnistettujen mekaniikan lakien mukaan. Rakennekohtainen mitoitus on toteutettu hyväksyttyjen suunnittelunormien mukaan. Rakenteiden kuormitukset ja suunnitteluarvot ovat määriteltä rakennusajankohtana voimassa olleiden rakennusmääräysten ja suunnitteluohjeiden mukaan. Suunnitteluarvojen määrittämiseen on myös käytetty hyväksi rakennusajankohtana julkaistuja rakenteiden mekaanisen mitoituksen oppikirjoja.

5.2 Kantavuuden laskentaohjelma

Kantavuuden laskentaohjelma kehitettiin vanhan rakenteen kantavuuden selvitystä ja uusitun rakenteen kantavuuden mitoittamista varten. Laskentaohjelman kehittämistä varten on kerätty tietoa rakentamisen eri aikakausien mitoitusperusteista, jotta ohjelmalla voidaan mitoittaa mahdollisimman tarkasti rakenteen rakennusajankohdan mukainen kantavuus. Vetoteräksellisen parvekkeen ja ratakiskojen mitoittaminen on toteutettu nykyaikaisten rakenteiden mekaniikan kaavojen perusteella, koska rakenteiden mekaniikka ei ole muuttunut ajan saatossa, mutta merkintätavat ja käytettävät yksiköt ovat vaihdelleet.

Laskentaohjelma on tehty Excel-pohjalle ilman erillistä käyttöliittymää. Taulukkopohjainen laskentaohjelma valittiin, koska se on kohdeyhtiön suunnittelijoiden mielestä yksinkertainen käyttää. Taulukkopohjaan on kuitenkin ohjelmoitu käyttöä helpottavia ominaisuuksia, kuten interaktiivisia periaatekuvia, joihin päivittyvät annetut arvot tai vaihtoehtoisesti käyttäjä voi syöttää arvot suoraan kuvan laatikoihin. Ohjelmaan on myös integroitu valmiiksi vanhojen ja nykyisten betoni- ja teräsrakenteiden lujuusarvot. Vanhat lujuusarvot määräytyvät valitun rakennusvuoden mukaan, jolloin ohjelma näyttää vain valittuna ajankohtana voimassa olleiden määräysten mukaiset materiaaliominaisuudet.

5.2.1 Ohjelman osat

Ohjelma on jaettu parveketyypin mukaan ratakokannatteisten ja vetoteräskannatteisten parvekkeiden mukaan. Ohjelman osat ovat:

- uusitun vetoteräsparvekkeen mitoitus, jossa vanhat vetoteräsket toimivat vetoteräksinä
- uusitun vetoteräsparvekkeen mitoitus, jossa vanhat vetoteräsket toimivat leikkausteräksinä
- olemassa olevan parvekkeen kantavuuden laskenta rajatilamenetelmällä
- olemassa olevat parvekkeen kantavuuden laskenta sallittujen jännitysten menetelmällä
- uuden ja olemassa olevan ratakokannatteisen parvekkeen mitoitus rajatilamenetelmällä
- olemassa olevan ratakokannatteisen parvekkeen kantavuuden laskenta sallittujen jännitysten menetelmällä


Molemmista parveketyypeistä pystyy laskemaan olemassa olevan rakenteen kestävyyskäyttämällä Suomen rakennusmääräyskokoelman (RakMK) tai sallittujen jännitysten laskentamenetelmää. Uusittavan parvekerakenteen laskennassa käytetään eurokoodien mukaisia laskentakaavoja ja kuormia.

Vetoteräksellisten parvekkeiden laskennassa on mahdollista laskea myös tapaus, jossa vanhoja vetoteräksiä hyödynnetään vain leikkausraudoituksena vanhan ja uuden valun välillä. Tällöin parvekkeen tuen momentti otetaan vastaan kokonaisuudessa uusilla lisäteräksillä ja tarkistetaan vanhan raudoituksen riittävyys leikkausvoimalle. Vanha raudoitus voidaan jättää myös kokonaan huomioimatta laskennassa.

Laskelmaohjelman laskentalomakkeen rakenne on vetoteräksisen parvekkeen tapauksessa jokaisessa mitoitustavassa lähes samanlainen, mutta vanhan rakenteen kantavuuden tarkistamisessa on karsittu uusiin rakenteisiin liittyvä mitoitus. Laskentalomakkeen rakenne yleisesti:

1. nimiö ja lähtötiedot
2. kuormitukset
3. staattinen malli ja rasitukset
4. vanhan raudoituksen taivutuskestävyys
5. lisäraudoituksen mitoitus (vain uusittava parveke)
6. leikkauskestävyys/lisäleikkausraudoitus
7. injektoinnin kestävyys (vain uusittava parveke)
8. käyttörajatila
9. reunapalkin vääntökestävyys (vain uusittava parveke)

Suunnittelijan nimi
Laskeman toteutus päivämäärä

	Rakennuskohde:	Työn nro:
	Kohteen nimi	Suunnittelun työnumero
	Kohteen osoite	Rakennuslupatunnus:
	Kohteen postinumero ja kaupunki	

Laskelman otsikko

Rakennusvuosi		1952
Kuormitusleveys	B	1 m
Pituus	L	1,15 m
Seuraamusluokka	Keskisuuret seuraamukset	CC2
Yhdistelykerroin	K_{FI}	1
Rasitusluokka		XC4, XF3

Uuden parvekelaatan betonin materiaalitiedot

	Betoni	C30/37
Lieriölujuuden ominaisarvo	f_{ck}	30 MPa
Kuutiölujuuden ominaisarvo	$f_{ck, cube}$	37 MPa
Keskimääräinen puristuslujuus	f_{cm}	38 MPa
Keskimääräinen vetolujuus	f_{ctm}	2,9 MPa
Vetolujuuden omaisarvo	$f_{ctk0,05}$	2 MPa
Vetolujuuden 95% fraktaali	$f_{ctk0,95}$	3 MPa
Sekanttimoduuli	E_{cm}	33 GPa
	α_{cc}	0,85
Materiaalin ominaisvarmuusluku	γ_c	1,5
Lieriölujuuden mitoitusarvo	f_{cd}	17 MPa
Vetolujuuden mitoitusarvo	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_c$	1,33 MPa

Vanhojen terästen materiaalitiedot

	Teräs	St37
Myötölujuuden ominaisarvo	$f_{yk,v}$	210 MPa
Materiaalin ominaisvarmuusluku	γ_s	1,15
Myötölujuuden mitoitusarvo	$f_{yd,v}$	183 MPa
Teräksen kimmokerroin	E_s	200 GPa

Uuden parvekelaatan tiedot

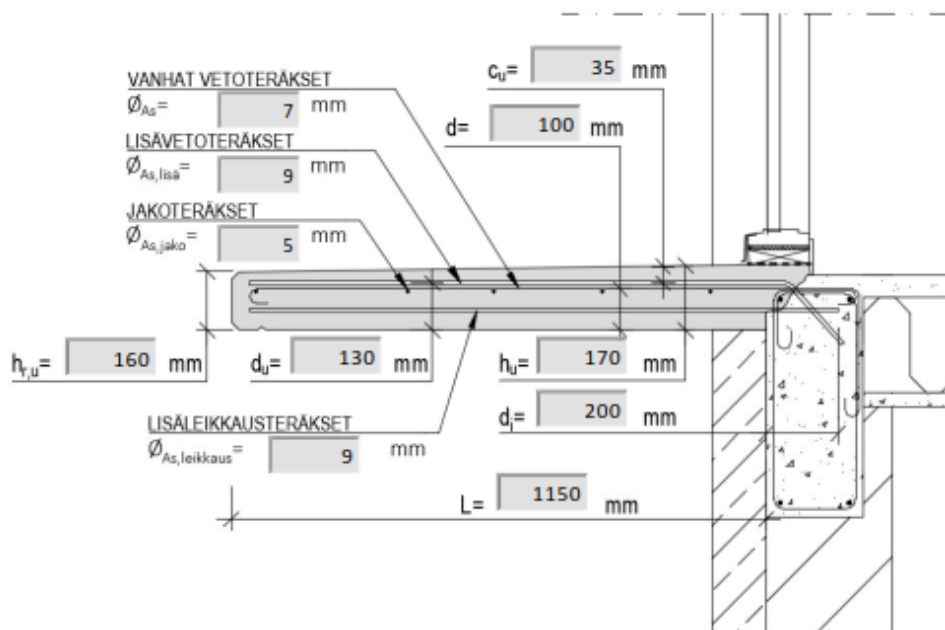
Uuden laatan korkeus tuella	h_u	170 mm
Laatan korkeus reunalla	$h_{r,u}$	160 mm
Vanhojen vetoteräksien halkaisija	ϕ_{As}	7 mm
Vanhan jakoraidoituksen halkaisija	$\phi_{As,jako}$	5 mm
Vanhojen vetoteräksien tehollinen korkeus	d	100 mm
Vanhojen vetoteräksien jako	k	150 mm
Uusien lisävetoteräksien halkaisija	$\phi_{As,lisä}$	9 mm
Uusien lisäleikkausteräksien halkaisija	$\phi_{As,leikkaus}$	9 mm
Lisävetoteräksien suojabetonin paksuus	c_u	35 mm
Lisävetoteräksien tehollinen korkeus	$d_u = h_u - c_u - 1,1 \phi_{As,lisä} / 2$	130,05 mm
Lisäterästen injektointisyvyys	d_i	200 mm

Kuva 27. Laskentaohjelman uusitun vetoteräsparvekkeen etusivu.

Uusittavan vetoteräsparvekkeen laskentalomakkeen etusivu on esitetty kuvassa 27. Etusivun yläreunassa on laskeman nimiö, johon voidaan kirjata kohteen tiedot ja lupatunnus rakennusvalvontaa varten. Etusivulla määritetään myös parvekkeen rakenteelliset mitat

mitoitusta varten. Parvekkeen mitat voidaan syöttää uuden parvekelaatan tiedot sarakkeisiin tai vaihtoehtoisesti kuvassa 28 esitettyyn interaktiiviseen periaateleikkauskuvaan parvekkeesta. Periaateleikkaus auttaa hahmottamaan parvekkeen mitoitusliittymiä tietojen, vaikka leikkaus ei täysin vastaisi suunniteltavaa tilannetta. Vanhan rakenteen kantavuuden laskennan laskentalomakkeet ovat vastaavanlaisia kuin uusitun laatan, mutta lisättävien tietojen määrä on pienempi. Vanhan rakenteen tarkastelussa rakennusvuoden määrittäminen on tärkeää, koska laskentaohjelma määrittää betonin ja raudoitteiden lujuudet rakennusajankohtana voimassa olleiden määräysten ja ohjeiden mukaan.

Uusitun parvekelaatan periaateleikkaus




Kuva 28. Laskentaohjelman uusitun vetoteräsparvekkeen interaktiivinen periaateleikkauskuva parvekkeesta.

Ratakiskokannatteen parvekkeen laskentalomakkeen rakenne on seuraava:

1. nimiö ja lähtötiedot
2. kuormitukset
3. staattinen malli ja rasitukset
4. kiskon taivutuskestävyys
5. kiskon leikkauskestävyys
6. taipuma
7. mahdollisen lisäraudoituksen mitoitus (vain uusittava parveke)

Suunnittelijan nimi
Päivämäärä

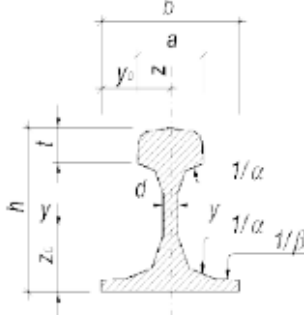
	Rakennuskohde:	Työn nro:
	Kohteen nimi	Suunnittelun työnumero
	Kohteen osoite	Rakennuslupatunnus:
	Kohteen postinumero ja kaupunki	

Rakennusvuosi
Kuormitusleveys
Pituus
Seuraamusluokka
Yhdistelykerroin
Rasitusluokka

B
L
 K_{FI}

1928
1 m
1,35 m
CC2
1
XC4, XF3

Ratakiskon profiili

 <p> $G = A \cdot 7850 \text{ kg/m}^3$ $I = \text{Jäyhyysmomentti (hitausmomentti)}$ $W = \text{Taivutusvastus}$ </p>								
Kisko	Mitat				Poikkileikkausarvot			
	Kiskon		Varren	Hamaran	Poikki-	Paino	Kimmoteoria	
	korkeus	leveys	paksuus	leveys	leikkausala		I_y	w_y
	h	b	d	a	A	G	I_y	w_y
	mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³
100	100	88	9	52	28,5	22,3	385,6	76,1
120	120	100	11,5	56	38,2	30,0	734,0	121,1
128	128	110	12	60	42,8	33,6	968,0	146,9
140	140	125	14	70	55,6	43,7	476,1	209,8
159	159	140	16	70	69,3	54,4	346,0	279,2
165	165	150	16	78	76,2	59,8	784,4	327,6

Valittu profiilin korkeus	h= 100
---------------------------	--------

Kuva 29. Laskentaohjelman uusitun ratakiskokannatteisen parvekkeen etusivu.

Kuvassa 29 on esitetty ratakiskokannatteisen parvekkeen laskentalomakkeen etusivu. Etusivu on nimiön ja perustietojen osalta samanlainen kuin vetoteräsparvekkeen. Etusivulla valitaan ratakiskon profiili ja rakennusvuosi, jonka perusteella laskentaohjelma määrittää ratakiskon materiaaliominaisuudet.

5.2.2 Ohjelman käyttö tutkimuksessa

Laskentaohjelmaa käytettiin tässä tutkimuksissa kahden korjauskohteen parvekelaattojen mitoitukseen. Tarkasteltavat kohteet on esitetty tarkemmin luvussa 6. Ensimmäisessä kohteessa ohjelmalla tarkistettiin yhden parvekelaatan nykyisen kantavuuden riittävyys ja mitoitettiin kolmen parvekkeen uudet kantavat rakenteet. Toisessa kohteessa mitoitettiin kahden erilaisen ratakiskokannatteisin parvekkeen kantavuus uusilla parvekelaatoilla.

Laskentaohjelmalla tarkasteltiin myös kolmen jo aiemmin toteutetun korjauksen vanhojen ja korjattujen rakenteiden kantavuus. Rakenteen kantavuuden tarkastamisen käytettiin lähtötietoina alkuperäisiä suunnitelmia, kuntoarvion ja -tutkimuksen tuloksia sekä korjauksen suunnitelmia. Toteutettujen kohteiden tutkimuksessa laskennalla pyrittiin määrittämään kohteesta riippuen seuraavia asioita:

- Olisiko nykyisen rakenteen kantavuus riittänyt nykyisellään rakennetta säilyttävälle korjaukselle?
- Onko vanhojen rakenteiden (ratakiskojen) kantavuus riittävä uusitulle rakenteelle?
- Onko korjaussuunnitelman mukaisen rakenteen kantavuus riittävä?

Mitoituslaskemien tuloksia käytetään toteutettujen korjaussuunnitelmien analysoinnin tukena.

5.3 Tapaustutkimukset

Tapaustutkimuksissa case-1 ja case-2 käydään läpi parvekkeiden mitoituksen ja korjaukseen toteutusta. Laskentaohjelman avulla mitoitettiin Helsinginseudulla julkisivusaaneerauksen yhteydessä korjattuja parvekkeitä. Kohteet ovat rakennettu eri aikakausilta 1900 – 1960 ja niiden rakenteet ovat rakennusajankohdille yleisiä. Luvussa 7. käydään läpi tarkemmin mitoitusten tulosten analysointia.

Tapaustutkimuksessa tutkittiin myös jo toteutettuja parvekekorjauskohteita luvuissa 6.3 – 6.5. Toteutettujen korjausten tutkimisella pyrittiin selvittämään tarkemmin parvekkeiden korjaussuunnittelun toteutuksessa esiintyviä periaatteita, joiden tukemana voidaan määrittää korjauksen toteutuksen menettelytapa. Tämän lisäksi kohteiden parvekkeiden kantavuus mitoitettiin laskentaohjelmalla, jonka tuloksia hyödynnettiin korjaussuunnitelmien analysoinnissa.

6. TULOKSET

6.1 Case-1: Vetoteräksellisten parvekkeiden mitoitus

Kohde sijaitsee Helsingissä ja koostuu kolmesta eri vuosikymmenillä rakennetusta rakennuksesta. Rakennukset ovat rakennettu vuosina 1952 (talo 1), 1940 (talo 2) ja 1936 (talo 3). Kaikki rakennukset ovat massiivitiilirunkoisia, joissa välipohjat on tehty betonisen kaksoislaattapalkiston varaan. Kaikissa rakennuksissa on neljä kerrosta ja niissä vetoteräksin kannateltuja ulokeparvekkeita. Kaikissa taloissa on asunnoissa tai yhteisissä tiloissa sijaitsevia parvekkeita ja taloissa 1 ja 2 osa on porrashuoneissa sijaitsevia tuuletusparvekkeita. Kaikkiin taloihin on tehty peruskorjaus vuonna 1995, mutta korjauksessa ei tehty toimenpiteitä parvekkeille.

Kohteessa suoritettiin kuntotutkimus syksyllä 2017 kaikkien talojen julkisivujen ja betonisten parvekkeiden kunnosta. Kuntotutkimuksen pohjalta selvisi, että lähes kaikkien betoniparvekkeiden käyttöikä on loppumassa tai osa on jo välittömän korjauksen tarpeessa. Kaikki vauriot ovat syntyneet betonirakenteiden korkeasta kosteusrasituksesta ja liian ohuesta suojabetonikerroksesta, etenkin reuna-alueilla.

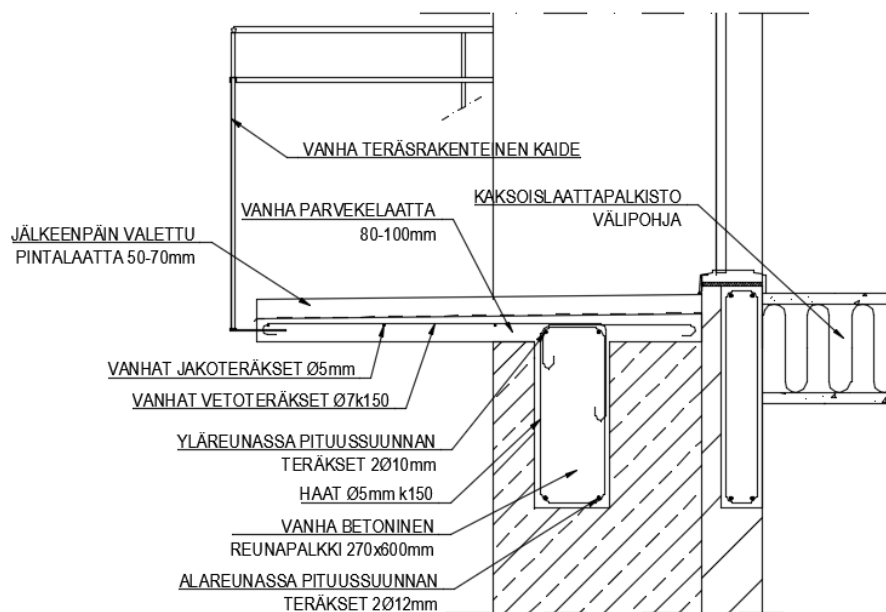
6.1.1 Talo 1. Rakennusvuosi 1952

Talon 1 parvekkeet ovat betonisesta reunapalkista vetoteräksien avulla kannateltuja ulokeparvekkeita. Kuntotutkimuksen perusteella parvekkeet olivat vielä tyydyttävässä kunnossa, mutta vähintäänkin pintakorjauksen tarpeessa. Kuntotutkimuksissa otettu valokuva parvekkeiden kunnosta on esitetty kuvassa 30. Parvekkeissa ei ollut vielä näkyvissä raudoitteita, mutta betonilaatassa oli huomattavissa pientä halkeilua ja pintalaatta sekä sen pintamateriaalit olivat kärsineet. Pintalaatta on luultavasti rakennettu jälkeempään ja siinä ei ollut vedeneristystä. Pintalaattaa oli aiheutunut myös suurempi kosteusrasite sammaloitumisen seurauksena. Parvekkeelle tutkittiin korjausvaihtoehtona pintalaatan uusimista ja sen vedeneristämistä sekä pintakorjauksia kantavalle parvekelaatalle. Parvekkeen rakenteesta löytyi alkuperäiset suunnitelmat vuodelta 1952, joiden avulla pystyttiin mitoittamaan rakenteen nykyinen kantavuus. Kantavuuden mitoituslaskut ovat esitetty liitteessä 1.



Kuva 30. Talon 1 huoneistoparvekkeet kuntotutkimuksen aikaan.

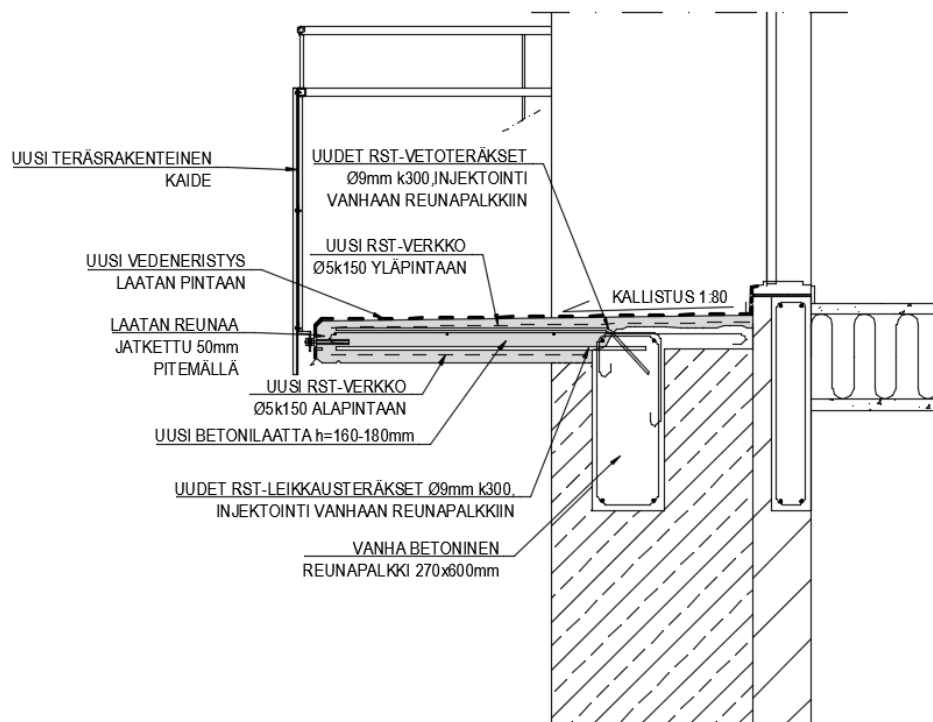
Kantavuuslaskemien tuloksena selvisi, että rakenteen kantavuus ylittyi selvästi lasketuna vanhojen normien mukaan. Tämä oletetaan johtuvan rakenteen alkuperäisestä tiukasta mitoituksesta ja myöhemmin valetun pintalaatan tuomasta lisäkuormasta. Laskelmien tulosten perusteella päädyttiin uusimaan parvekelaatat ja kaiteet kokonaisuudessaan, mikä takaa myös rakenteelle pitemmän käyttöiän korjausten jälkeen. Vanhan parvekkeen rakenneleikkaus on esitetty kuvassa 31. Vanhan parvekkeen purussa säilytetään vanhat veto- ja jakoteräkset mahdollisuuksien mukaan, jotta näitä voidaan käyttää hyödyksi uuden parvekelaatan kannatuksessa.



Kuva 31. Talon 1 parvekkeen rakenneleikkaus ennen korjauksia.

Uusi parvekelaatta tehdään ilman pintalaattaa ja laatan paksuutta kasvatetaan 15 mm:ä ala- ja yläpuolelta sekä laattaa pidennetään 50 mm:llä, jotta saadaan lisättyä vanhojen terästen suojabetonikerroksen paksuutta ulkoreunalla. Vanhaan reunapalkkiin injektoidaan uudet ruostumattomat veto- ja leikkausteräksset, joiden avulla saadaan lisättyä parvekelaatan kantavuutta. Parvekkeen vanhoja vetoteräksiä hyödynnetään uuden rakenteen kannatuksessa vetoteräksinä. Parvekelaatan ja lisäterästen mitoituslaskelmat ovat esitetty liitteessä 2.

Laskelmien mukaan vanhojen teräksien lisäksi vetoteräksiksi tarvitaan uudella laatta paksuudella vähintään rst-harjateräksset $\varnothing 9\text{mm}$:ä 250 mm:n jaolla. Parvekkeen suunnitelmiin lisättiin kuitenkin varmuutta tihentämällä vetoteräksien jako 150 mm:iin. Parvekelaatan ylä- ja alapintaan lisätään myös ruostumattomasta teräksestä verkot, joilla sidotaan uudet teräksset ja estetään laatan halkeilua. Uuden parvekelaatan pintaan tehdään myös kallistukset ulkoreunaan päin sekä tehdään vedeneristys laatan pintaan. Parvekkeen ulkonäkö pyritään saamaan mahdollisimman samannäköiseksi, kuin se oli ennen korjauksia. Uusitun parvekkeen rakenneleikkaus on esitetty kuvassa 32.



Kuva 32. Talon 1 parvekkeen rakenneleikkaus korjaustoimenpiteistä.

Työmaa-aikana todettiin, ettei rakenne täysin vastannut vanhoja suunnitelmia, vaan parveke oli toteutettu vahvemmallalla terästyksellä. Kuvassa 33 näkyy uuden parvekkeen raudoituskuva, josta voi nähdä vanhojen raudoitteiden olevan paksumpia kuin uudet 9 mm:n

halkaisijaiset rst-harjateräukset. Parveke on luultavasti toteutettu $\varnothing 1/2''$ teräksellä eli noin 12,5 mm:n halkaisijaisilla teräksillä. Tällöin vanhan rakenteen kantavuus olisi ollut riittävä vaikka teräksien jako on hieman harvempi noin 200 mm:ä. Purkujen jälkeen rakenteen injektoitavien teräksien jako kasvatettiin 300 mm:iin, koska vanhojen terästen kantavuus lähes kaksinkertaistui laskelmien mukaisesta tilanteesta. Vanhat teräukset olivat myös hyvässä kunnossa, eikä niissä ollut juurikaan ruostetta.



Kuva 33. Talon 1 parvekelaatan uusi raudoitus.

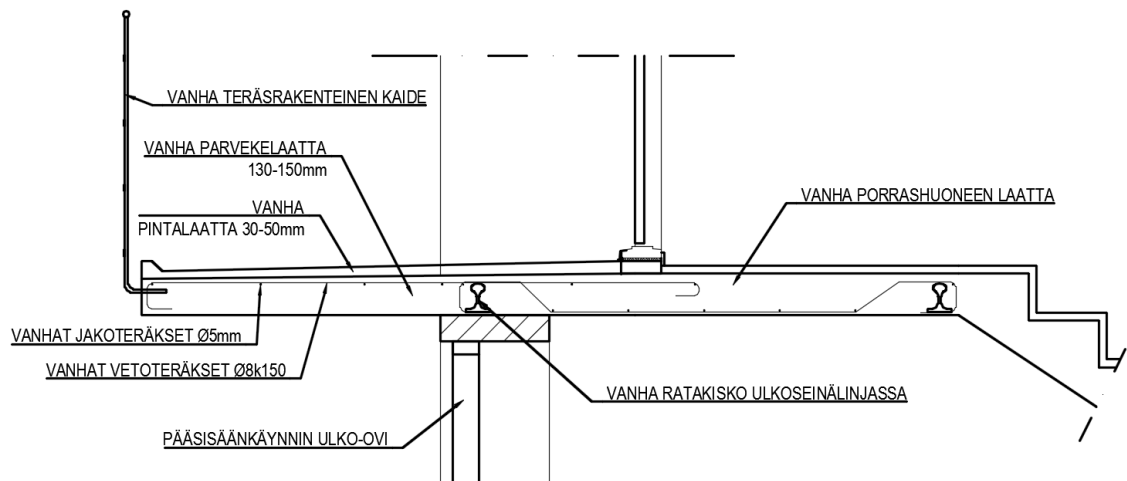
6.1.2 Talo 2. Rakennusvuosi 1940

Talossa 2 pääsisäänkäynnin päällä sijaitseva tuuletusparveke oli merkittävästi vaurioitunut ja välittömän korjauksen tarpeessa. Kuntotutkimuksissa otettu valokuva parvekkeen kunnosta on esitetty kuvassa 34. Parvekelaatasta otetun näytteen perusteella karbonatisoituminen on edennyt laatasta noin 40 mm:n syvyyteen ylä- ja alapinnoissa. Parvekelaatan vauriot olivat niin vakavat, että parveke kannattaa uusia kokonaan.



Kuva 34. Talon 2 tuuletusparveke kuntotutkimuksen aikaan.

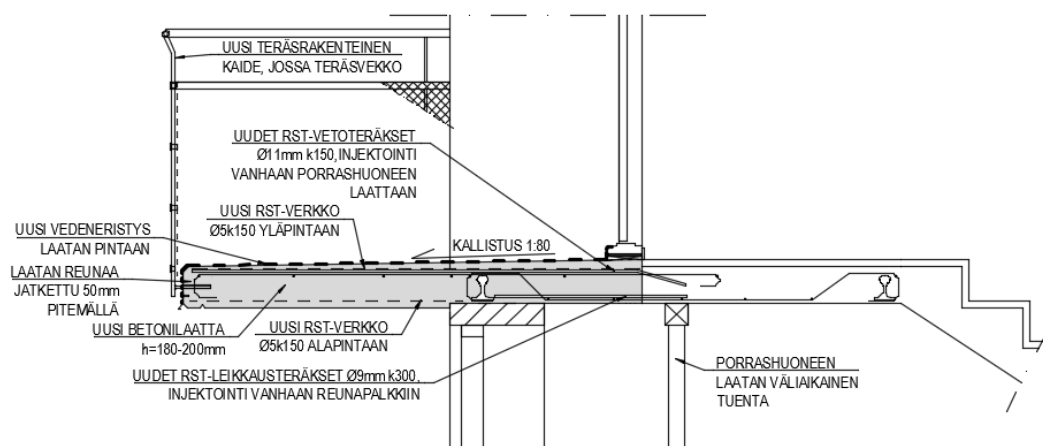
Myös tuuletusparvekkeen tapauksessa vanhat veto- ja jakoteräkset pyritään säästämään sekä hyödyntämään uuden rakenteen kannatuksessa. Tuuletusparveke on kannateltu porraskäytävän kerrostaanteen laatasta ja sen sisään valetuista ratakiskoista. Kohteesta löytyi vanha kerroksen tasokuva, jossa parvekkeen teräkset ovat esitetty. Rakenteen kuitenkin poikkeaa suhteellisen paljon suunnitelmassa esitetystä rakenteesta, joten rakenteen mitoituksessa otettiin huomioon nämä epävarmuustekijät lisäämällä rakenteen varmuutta. Vanhan parvekkeen rakenneleikkaus on esitetty kuvassa 35.



Kuva 35. Talon 2 parvekkeen rakenneleikkaus ennen korjauksia.

Myös talon 2 parvekkeen tapauksessa uusi parvekelaatta tehdään ilman pintalaattaa. Laatan paksuutta pyritään kasvattamaan 15 mm:ä ala- ja yläpuolelta, mutta alapuolella voi tulla esteeksi pääsisäänkäynnin oven yläreunan korko. Parvekelaatan ulkoreuna valetaan 50 mm:llä ulommaksi, jotta saadaan lisättyä vanhojen terästen suojabetonikerroksen paksuutta ulkoreunalla. Vanhoista teräksistä ja niiden kunnosta ei ole tietoa, joten niitä ei hyödynnetä uuden rakenteen kannatuksessa. Vanhaan porrashuoneen laattaan injektoidaan uudet ruostumattomat veto- ja leikkausteräukset, joiden avulla kannatellaan kokonaan uusi parvekerakenne. Parvekelaatan ja lisäterästen mitoituslaskelmat ovat esitetty liitteessä 3.

Mitoituslaskelmien parvekerakennetta riittää kannattelemaan rst-harjateräukset $\varnothing 11$ mm:ä 166 mm:n jaolla. Parvekkeen suunnitelmassa päädyttiin jakoon 150 mm:ä, koska kokonaan uusilla raudoilla kannateltaessa epävarmuustekijät mitoituksessa ovat vähäisemmät. Uuden parvekelaatan pintakäsittelyt ovat samat kuin talo 1 parvekkeiden tapauksessa. Uusitun parvekkeen rakenneleikkaus on esitetty kuvassa 36.



Kuva 36. Talon 2 parvekkeen rakenneleikkaus korjaustoimenpiteistä.

Työmaa-aikana parvekerakenteen vanhat teräset kuitenkin katkaistiin suunnitelmien vastaisesti, joten niitä ei olisi pystytty hyödyntämään parvekkeen kannatuksessa. Vanhat teräset olisivat kuitenkin varmistaneet uuden rakenteen tartuntaa vanhaan rakenteeseen ja toimineet leikkausteräksinä. Rakenteen suunnitelmat eivät tarvinneet kuitenkaan muutoksia, koska veto- ja leikkausrasitukset sekä tartunta vanhaan rakenteeseen on suunniteltu toteutettavan uusilla teräksillä.

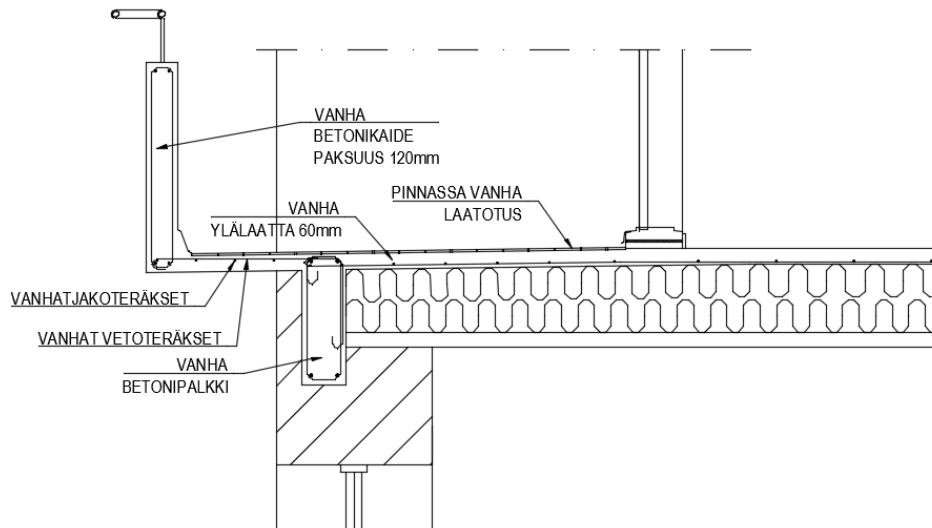
6.1.3 Talo 3. Rakennusvuosi 1936

Talossa 3 on vain yksi osittainen ulokeparveke, jossa on myös betoninen kaide. Parvekelaatassa ja betonikaiteessa reunan teräkset olivat jo halkaisseet betonin pinnan ja raudoitteet tulleet näkyviin, jotka näkyvät kuvassa 37. Parvekelaatta ja -kaide olivat niin vaurioituneita, että päädyttiin uusimaan koko parvekkeen ulokeosa.



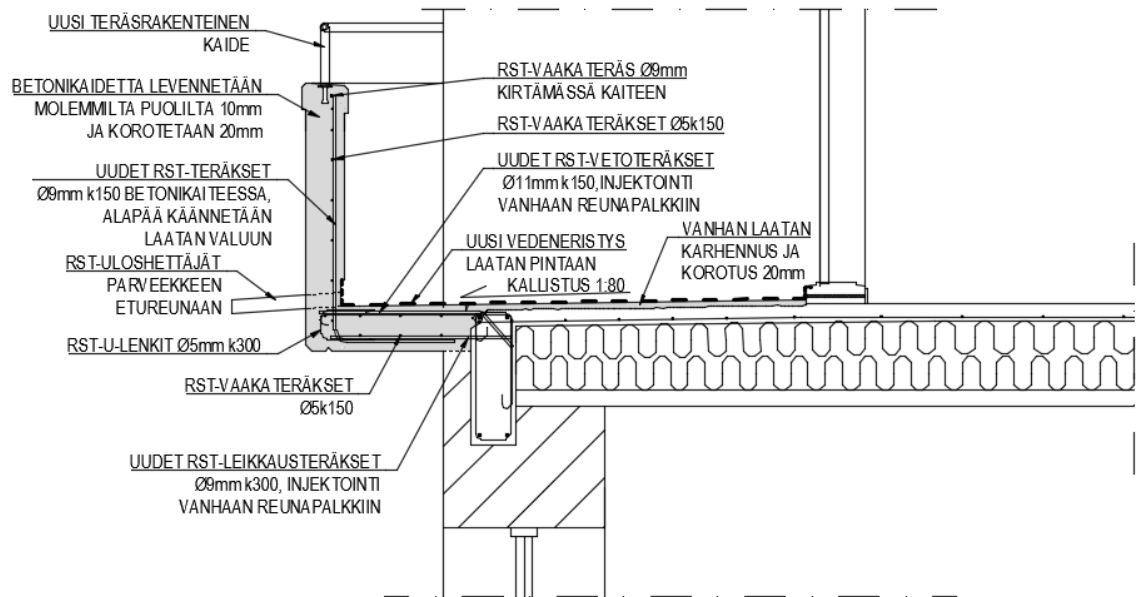
Kuva 37. Talon 3 huoneistoparveke kuntotutkimuksen aikaan.

Parvekkeen sisään vedetyn osan rakenteena toimii kaksoislaattapalkiston ylälaatta ja ulokeosa on kannateltu betonisen reunapalkista tulevien vetoteräksien varaan. Parvekkeen rakenteesta ei ollut vanhoja suunnitelmia, joten parvekkeen kannatustapa jouduttiin arvaamaan. Vanhan parvekkeen oletettu rakenneleikkaus on esitetty kuvassa 38. Vanhan betonikaiteen paksuus 120 mm:ä ja sen raudoituksesta ei ole tarkkaa tietoa. Kaide kuitenkin puretaan kokonaan, eikä vanhoja teräksi käytetä uudessa kaiderakenteessa. Vanhan ylälaatan pintaa karhennetaan sisäänvedetyltä osuudelta, jotta saadaan parempi tartunta sen korotusvalulle.



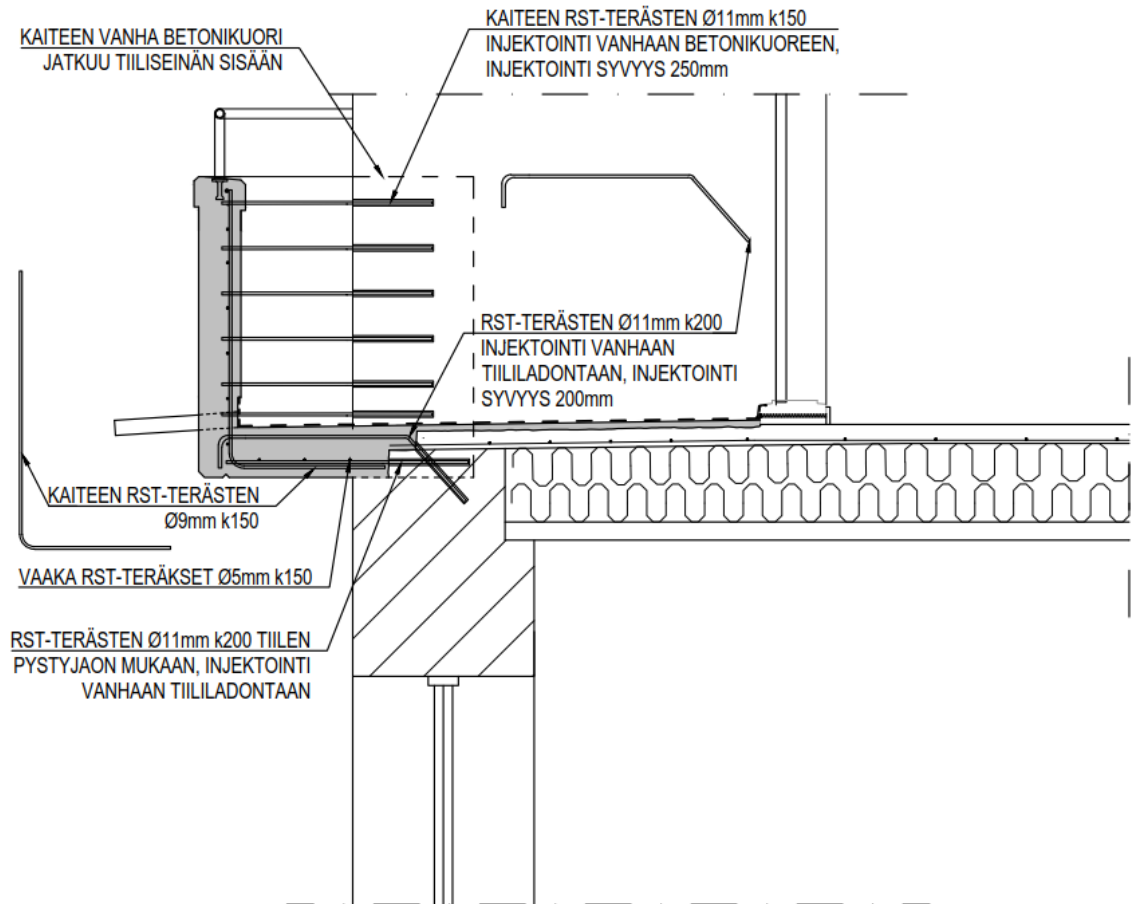
Kuva 38. Talon 3 parvekkeen rakenneleikkaus ennen korjauksia.

Parvekkeen ulokkeen pituus on suhteellisen lyhyt, mutta betoninen kaide aiheuttaa suuren kuorman ulokkeen päähän, joka kasvattaa huomattavasti lisäteräsmäärän tarvetta. Uuden laatan paksuutta kasvatetaan 15 mm:ä ala- ja yläpuolelta. Parvekelaatan ulkoreuna valetaan 50 mm:ä ulommaksi, jotta saadaan lisättyä vanhojen terästen suojabetonikerroksen paksuutta ulkoreunalla. Vanhoja teräksiä ei käytetä hyödyksi uuden rakenteen kannattelussa, koska niistä ei ole tarkempaa tietoa, vaan vanhaan reunapalkkiin injektoidaan uudet ruostumattomat veto- ja leikkausteräket. Parvekelaatan ja lisäterästen mitoituslaskelmat ovat esitetty liitteessä 4. Uuden betonikaiteen raudoitus hoidetaan kokonaan ruostumattomilla teräksillä, jotka käännetään laatan valuuun. Parvekelaatan pintakäsittelyt ovat muuten samat kuin talon 1 parvekkeiden tapauksessa, mutta parvekkeelle lisätään ulosheittäjät parvekkeen ulkoreunaan. Uusitun parvekkeen rakenneleikkaus on esitetty kuvassa 39.



Kuva 39. Talon 3 parvekkeen rakenneleikkaus korjaustoimenpiteistä.

Työmaan aikana purkutöiden yhteydessä havaittiin, että urakkalaskentaan arvattu rakenne ei vastaa todellista tilannetta. Ulkoseinälinjalla ei ole betonista reunapalkkia vaan reuna on massiivitiilimuurausta. Alkuperäinen parveke on kannateltu kaiteen avulla ja kaiteen valu on jatkettu massiivitiiliseinän sisään. Parvekkeen reunoilla. Parvekkeen suunniteltua kannatustapaa muutettiin vastaamaan osittain vanhaa toteutustapaa ja parvekkeen pääosainen kannatus toteutetaan kaiteen avulla. Seinän sisään jätettyyn kaidevaluun injektointiin kannatin teräkset $\varnothing 11$ mm:ä 150 mm:n jaolla. Osa kannatuksesta otetaan vastaan parvekelaatan vetoteräksien $\varnothing 11$ mm:ä avulla, jotka injektoidaan massiivitiilimuuriin 200 mm:n jaolla. Terästen jakoa harvennettiin hieman ja injektointi toteutettiin suhteellisen jyrkkään kulmaan, jotta vetovoima ei halkaise tiiliä tai kokonainen tiili ei pääse irtoamaan. Tiileen injektoitaessa pitää teräksien jako sovittaa työmaalla niin, että injektointia ei tehdä saumojen kohdalle tai niiden läheisyyteen, koska laasti on vanhan muurauksen heikoin osa (RIL 85-1989). Tiileen injektoitaessa riskinä on, että yksittäinen tiili irtoaa alustastaan kokonaan vetovoiman aiheuttamasta rasituksesta. Ennen injektointien suorittamista tiiliseinään tulee varmistaa, että tiilet ovat kiinni alustassaan. Massiivitiilimuuriin injektoiduille tapeille ei kuitenkaan tule juurikaan kuormaa, vaan parveke on kannateltu kaiteen avulla. Parvekkeen päivitetty toteutussuunnitelman mukainen rakenne on esitetty kuvassa 40.

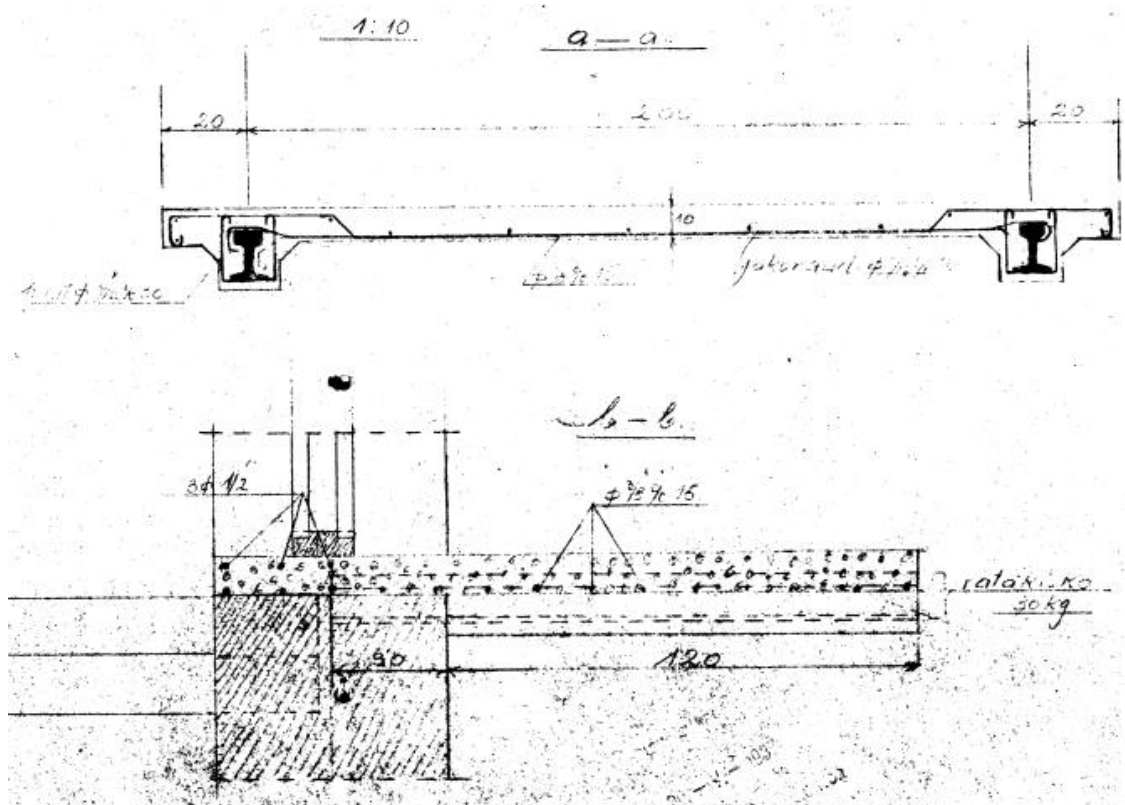


Kuva 40. Talon 3 parvekkeen toteutussuunnitelma purkutöiden jälkeen.

6.2 Case-2: Ratakiskokannatteisten parvekkeiden mitoitus

Kohde on Etelä-Helsingissä sijaitseva 1908 rakennettu 4-5 kerroksinen asuinkerrostalo. Talon alimmassa kerroksessa on katutaso liiketiloja ja ylimmissä kerroksissa on asunoina muutettu ullakkokerros. Rakennuksen ulkoseinät ovat massiivitiiliseiniä ja välipohjat on kannateltu hirsipalkeilla. Porrashuoneita on kuusi (A-F) erilaista, joissa viidessä on tuuletusparvekkeita. Kaikki parvekkeet ovat massiivitiilimuurista ulostulevien ratakiskojen varaan kannateltuja ulokeparvekkeita. Parvekkeita on yhteensä kahdeksan kappaletta, jotka on toteutettu kolmella ulkonäöltään sekä mitoiltaan hieman toisistaan eroavalla mallilla.

Yhdestä parveketyypistä on saatavilla vanhat rakennesuunnitelmat, jotka ovat hieman huonolaatuiset, mutta niistä saa selville parvekkeen kannatusperiaatteen, alkuperäiset mitat ja raudoituksen. Suunnitelmat ovat vuodelta 1937, joten ainakin B- ja F-rappujen parvekkeet ovat tehty jälkeempinä. Vanhat suunnitelmat ovat esitetty kuvassa 41.



Kuva 41. Parvekkeiden vanhat suunnitelmat

Suunnitelmien mukaan parvekkeen ulkonema ulkoseinästä on 1200 mm:ä ja parvekkeen kokonaisleveys 2400 mm:ä. Ratakiskot menevät suunnitelman mukaan 300 mm:ä noin 600 mm:n paksuisen massiivitiiliseinän sisään ja ratakiskojen väli on 2000 mm:ä. Betonilaatta on noin 100 mm:ä paksu keskiosalta ja ratakiskojen kohdille on tehty betoniset paksunnokset. Laatatassa on käytetty alapinnan teräksiä $3/8'' \varnothing$ (noin 9,4 mm:ä) k150, joista puolet on käännetty ratakiskojen ympäri ja toinen puolet on jatkettu ulokkeena ratakiskojen yli laatan reunalle. Ratakiskojen suuntaisina jakoteräksinä on käytetty $3/16'' \varnothing$ (noin 4,7 mm:ä) k300, joita on lisätty myös pääterästen taitoksiin. ratakiskojen betonipaksunnokselle on tehty kannatuslenkit jakoteräksistä k300, jotka on sidottu ratakiskojen yli tuotuihin pääteräksiin. Ovikynnyksen alle on vielä lisätty teräkset 3 kpl $1/2'' \varnothing$ (noin 12,5 mm:ä) estämään ratakiskon pään nouseminen ja estämään halkeamat ulokkeen aiheuttamista voimista. Rakennuksessa on myös kahta eri tyyppiä parvekkeista, joissa on käytetty kolmea ratakiskoa ja tasapaksua laattaa, mutta näistä ei ole vanhoja suunnitelmia saatavilla

Parvekkeille toteutettiin kuntotutkimus keväällä 2018. Parvekkeiden kuntotutkimus on osa rakennuksen laajempaa julkisivun ja vesikaton kuntotutkimusta sekä niiden korjauk-

sen hankesuunnittelua. Kuntotutkimuksessa kaikki parvekkeet tarkastettiin silmämääräisesti ja kaikista kolmesta parveketyypistä otettiin poranäytteet. Poranäytteiden avulla selvitettiin parvekelaatasta seuraavat ominaisuudet:

- rakennekerrokset ja niiden paksuudet
- betonin karbonatisoitumissyvyys
- raudoituksen korroosioasteen arviointi
- betonin laatu ja pakkasrapautumisen aste ohuthieanalyysillä
- betonin vetolujuus
- vedeneristysten asbesti- ja PAH-analyysi

Poranäytteistä selvisi, että kaikissa parveketyypeissä on 50 – 55 mm:n paksuinen pintalaatta, vedeneristekermejä noin 8 mm:ä, tasoite 15 – 20 mm:ä ja kantavalaatta. Kantavien laattojen paksuus vaihteli parveketyypistä riippuen. F-portaan kantava laatta oli 65 mm:ä, C-portaan 125 mm:ä ja D-portaan 105 mm:ä paksu. C- ja D-portaiden laatat ovat huomattavasti paksumpia, koska niitä ei ole ohennettu rataaksojen välissä. F-portaan näytteessä on myös teräs (D=9 mm:ä) 8 mm:n päästä parvekelaatan alapinnasta karbonatisoituneessa betonissa, mutta teräksessä ei esiinny korroosiota. Karbonatisoitumissyvyys vaihteli näytteiden perusteella 15 – 35 mm:n välillä. Tulosten perusteella alapinnan terästen korroosio on mahdollista, mikäli kosteus ja lämpötila ovat riittävät. Näytteiden vetolujuus vaihteli suuresti. F-portaassa vetolujuus oli 1,3 N/mm², C-portaassa 0,4 N/mm² ja D-portaassa 0,7 N/mm². Kaikissa murtopinnoissa oli isoja kiviä. C- ja D-portaassa vetolujuudet olivat heikkoja tai tyydyttäviä.

Ohuthienäytteiden perusteella kaikki tutkitut betonit ovat rakenteeltaan homogeenisia, sementin hydrotaatioaste on korkea ja betonin lujuuden on arvioitu olevan vähintään kohtalainen. Betoni on huokoistumatonta ja täten pakkasrapautumiselle altista. Pakkasrapautumista esiintyi yhdessä näytteistä, mikä viittaa vedeneristekerroksen vaurioihin tai puutteisiin. Myös toisessa näytteessä havaittiin korkeampaa kosteusrasitusta, mutta näytteessä ei kuitenkaan esiintynyt pakkasrapautumista. Haitta-analyysien avulla selvitettiin, että vedeneriste ei sisällä asbestia, mutta sisältää PAH-yhdisteitä.

Kuntotutkimuksen toimenpide-ehdotuksessa suositellaan parvekkeiden peruskorjausta. Peruskorjauksessa vanhat pintalaatat, vedeneristekerrokset ja kantavan laatan yläpinnan irronneet tasoitekerrokset puretaan sekä runkolaatan rapautuneet osat poistetaan. Purkujen jälkeen runkolaattaa porataan tartunnat ja valetaan uusi raudoitettu kuormia

jakava pintalaatta, jolla tehdään toimivat kallistukset ja vedenpoisto sekä pintalaatta pinnoitetaan nykyaikaisella vedeneristeellä. Vanhat teräskateet irrotetaan, puhdistetaan, pintakäsitellään ja asennetaan takaisin. Tarvittaessa muokataan kaiteita vastaamaan nykyisiä turvallisuusmääräyksiä. Parvekelaattojen alapinnoista poistetaan pinnoitteet, heikko laasti ja rataiskojen alapinnat paljastetaan. Rataiskojen alapuoli puhdistetaan ja korroosionsuoja käsitellään. Myös jo korroosiotilassa olevat teräkset paljastetaan, puhdistetaan ja korroosionsuoja käsitellään. Kaikkia teräksiä ei paljasteta. Alapintaan tehdään yhtenäinen laastiruiskutus, tasoitus ja pintakäsittely, joiden avulla palautetaan terästen korroosionsuojausta.

Tuuletusparvekkeille suositeltiin yksittäisenä korjauskohteena säilyttävää korjausta suhteellisen suurilla purku- ja valutoimenpiteillä. Kohteeseen tehtiin koko kiinteistön ja julkisivun korjauksen hankesuunnitelma. Hankesuunnitelmassa sisäpihan seinien kaikki rappaukset suunniteltiin purettavaksi. Rappauksien uusimisen antaa julkisivulle kokonaisuudessaan pitkän käyttöiän. Tämän johdosta hankesuunnitelmassa ehdotettiin kuntotutkimuksen korjaustapaehdotuksen vastaisesti kaikkien parvekelaattojen purkamista niin, että pelkät rataiskot jätetään jäljelle. Parvekkeet on suunniteltu hankesuunnitelmassa valettavaksi hieman alemmalla korolla, jotta parvekeoven ja laatan välille saadaan tulvakynnys. Koron pudottaminen on kuitenkin haastavaa, koska rataiskot tulevat osassa parvekkeista porrashuoneen laatasta. Myös tiiliseinästä tulevat rataiskot määrittelevät parvekkeen koron, eikä sitä pystytä muuttamaan juurikaan nykyisestä. Tulvakynnys tehdään uusittavan parvekeoven kynnysrakenteella.

6.2.1 Parveke B-porras

B-portaan parveke on rakenteeltaan kuvan 40 vanhojen suunnitelmien mukainen. Parveke on rakennettu hyvin ahtaaseen väliin julkisivun sisänurkan syvennykseen, joka aiheuttaa korjaukselle omat haasteensa. Parvekkeen nykytila on esitetty kuvassa 41. Nykyisellään parvekkeen vasen reuna on ulkoseinällä kiinni ikkunan karmirakenteessa. Tämä on huono ratkaisu, koska sadevesi pääsee valumaan parvekkeen reunalta ikkunakarmia pitkin, mikä aiheuttaa lisääntyntä kosteusrasitusta ikkunan rakenteelle ja yli valuva sadevesi liikaa rappautsa. Parvekkeessa on myös riskirakenteena nykyisellään viety katon sadevesien syöksytorvi parvekelaatan läpi aivan rataiskon vierestä. Syöksytorven ja parvekelaatan pinnan liitos ei välttämättä ole täysin tiivis ja tällöin sadevesi voi päästä valumaan suoraan rataiskon pinnalle. Rataiskolle on voinut aiheutua hyvin pitkälle edennyttä pistemäistä korroosiota juuren osalle ja kuvassa 42 näkyykin hal-

keilua oikean puoleisen ratakiskon betonikotelon alapinnassa syöksytorven läheisyydessä. Ratakiskon kunto tulee tarkistaa vielä tarkemmin ennen uuden rakenteen valua vanhan laatan purkamisen yhteydessä.

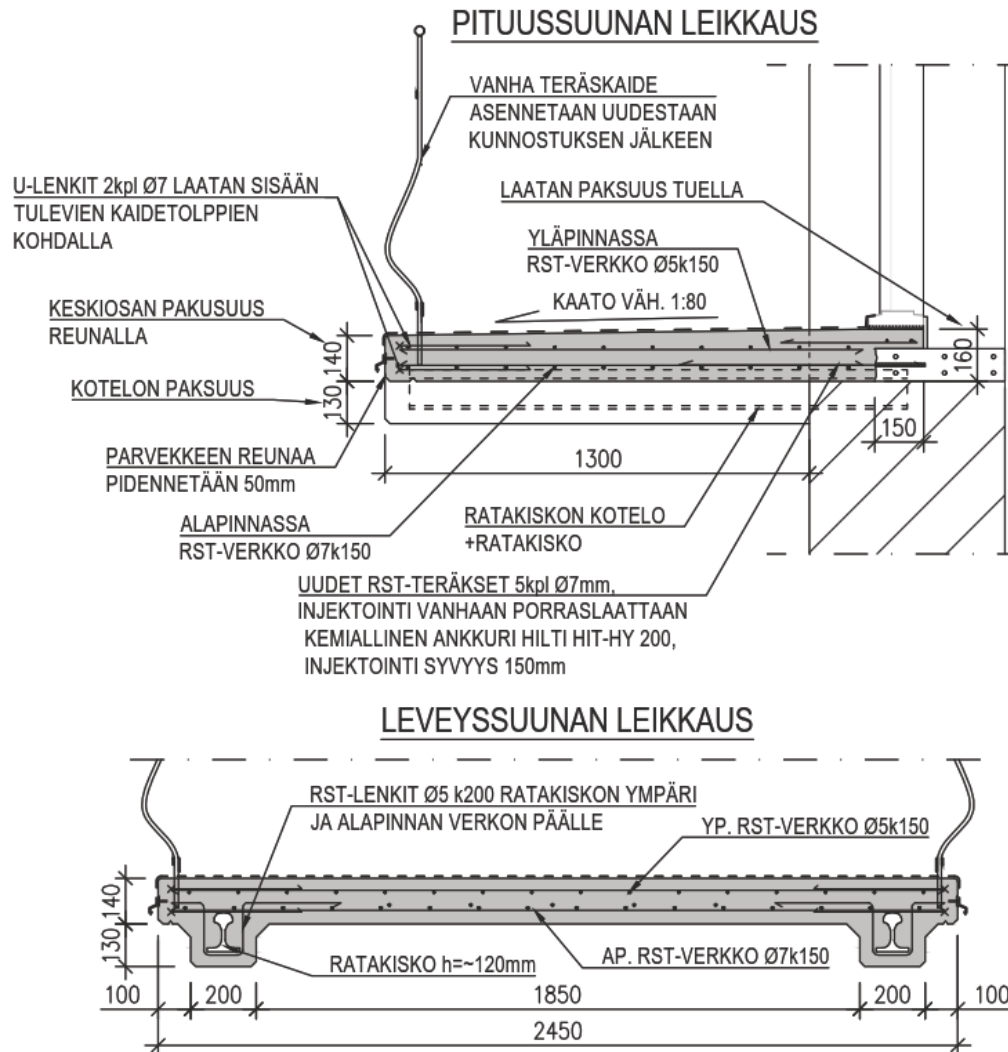


Kuva 42. B-portaan parvekkeen nykytila

Vanha laatta on suunniteltu purettavaksi niin, että vain ratakiskot ja mahdolliset ulkoseinästä tulevat teräkset säilytetään. Vanhat kiskot ja teräkset puhdistetaan sekä käsitellään korrosionsuojalaastilla. Uusi parvekelaatan rakenne suunniteltiin vastaamaan vanhan parvekkeen mittoja ja muotoja. Uusi rakenne mitoitettiin vanhojen ratakiskoja varten. Mitoituslaskelmat ovat esitetty liitteessä 5. Vanhojen ratakiskoja kantavuus on riittävä uudelle parvekelaatan rakenteille. Purkuvaiheessa pitää kuitenkin vielä tarkistaa ratakiskoja kunto ja kiinnitys alustaansa ennen uuden laatan valua. Tarvittaessa rakenteeseen voidaan injektoida vetoteräksiä ratakiskoja välisen laatan alueelle lisäämään kantavuutta.

Ratakiskoja kestävyys lisäksi tulee tarkistaa myös, että taivutuksesta aiheuttamasta rasituksesta kiskon seinän sisällä oleva osa ei aiheuta liian suurta puristusvoimaa tiili-muuriin ylittäen tiilen puristuskapasiteetin. Vanhan suunnitelman mukaan ratakiskot menevät tiiliseinän sisään noin 300 mm:ä. Kun liitteen 5 mukainen momentti 11,50 kNm:ä

jaetaan seinän sisään menevällä osuudella, puristusvoimaksi tulee noin 38,33 kN:a. Puristusvoima pitää jakaa vielä ratakiskon seinän sisällä olevalla pituudella ja kiskon leveydellä, niin saadaan puristuspaineeksi noin 1,27 MPa:a. Tiilen mitoituspuristuslujuus on noin 1,5 MPa vanhoissa muuratuissa rakenteissa. Puristuslujuus riippuu käytetyn tiilen ja laastin lujuudesta (RIL 85-1989).



Kuva 43. Uuden parvekkeen rakenne.

Uusi laatta tehdään yhtenäisellä valulla ilman erillistä pintalaattaa. Laatan yläpinnan korko tuella pidettiin samana kuin nykyisen laatan korko, mutta kaatojen jyrkkyyttä lisättiin nykyisestä. Ratakiskojen betonikoteloiden rakenteen paksuutta lisättiin, jotta ratakiskoille ja niiden ympärille asennettaville teräksille saadaan enemmän suojabetonia. Ratakiskojen välisen laatan paksuus pidettiin samana kuin nykyisen laatan ja pintalaatan yhteenlaskettu paksuus, koska tälle osalle tulee kokonaan uudet rst-teräsverkot, joille saadaan suojabetonia tarpeeksi ilman laatan paksuntamistakin. Uuden parvekkeen suunnitelmat ovat esitetty kuvassa 43.

Vanhan parvekkeen ongelmakohta ikkunan läheisyydessä korjataan kaventamalla laatan ulkoreunoja ulkoseinän läheisyydessä niin, että rataakiskojen viereisten ulokkeiden pituudet menevät lähes nollaan. Näin parvekkeen ulkonäkö ei juurikaan muutu sisäpihalta katsottaessa ja parvekkeen reuna saadaan irti ikkunan karmirakenteesta. Parvekelaatan reunalle tehdään myös betoninen korotusvalu, joka estää sadeveden valumisen laatan reunan yli kulmassa. Myös syöksytorven puolelle tehdään samat toimenpiteet ja syöksytorven linja pyritään siirtämään ylhäältä asti kulkemaan parvekelaatan ja ikkunasyvennyksen välistä. Tämän mahdollistaan laatan kaventaminen ulkoseinän läheisyydessä.

6.2.2 Parveke C-porras

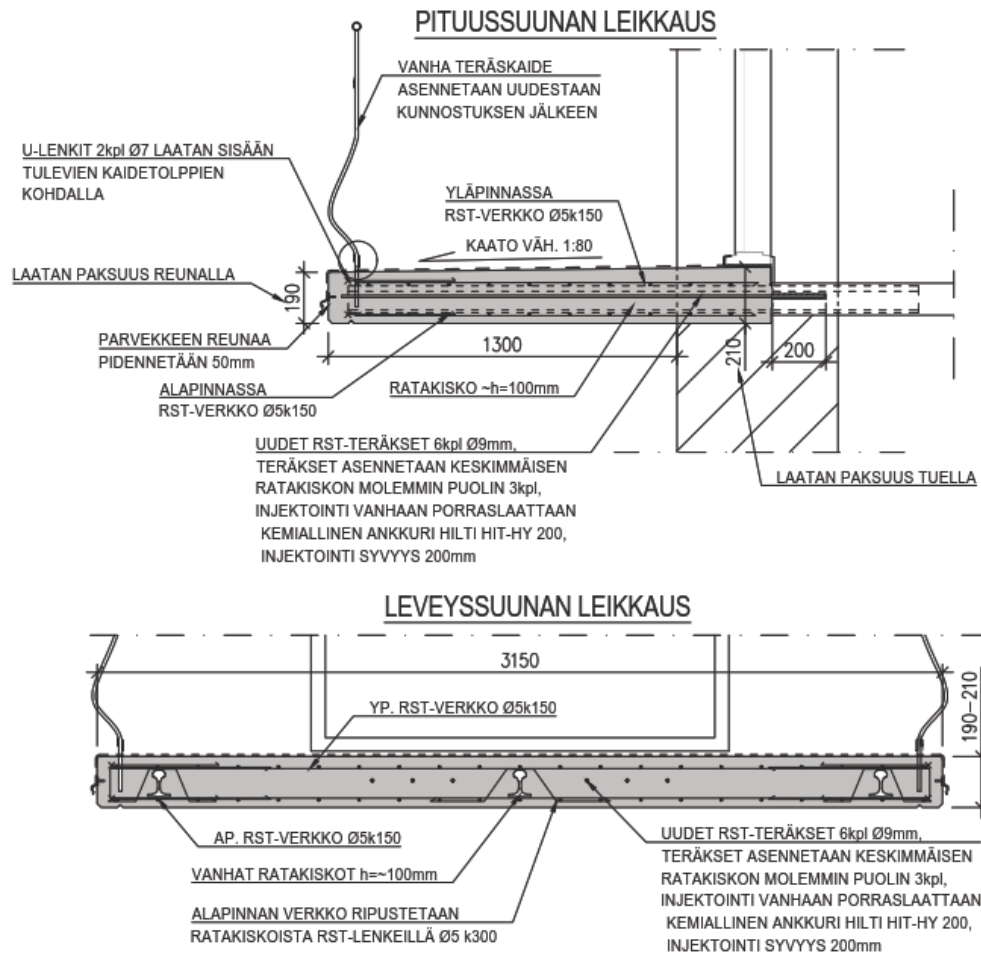
C-portaan parveke ei ole rakenteeltaan kuvan 41 vanhojen suunnitelmien mukainen, vaan parvekelaatta on tehty tasapaksuna. Parvekelaatta on kannateltu kolmella rataakiskolla, joista reunojen kiskot menevät massiivitiilimuurin sisään ja keskimäinen kisko porrastasanteen laatan sisään. Parvekelaatan etureuna on tehty kaarevan muotoiseksi. Parvekkeen nykytila on esitetty kuvassa 44. Nykytilassa parvekelaatassa on puutteita vedenpoistossa ja sadevesi pääsee valumaan julkisivurappaukselle parvekkeen reunoilta. Nykyiset kaideputket menevät suoraa tiiliseinän sisään, mikä on vahingoittanut rappaista liittymäkohdista. Parvekerakenteessa ei ole kuitenkaan suurempia riskirakenteita tai uusimista haittaavia tekijöitä.



Kuva 44. C-portaan parvekkeen nykytila.

Vanha laatta on suunniteltu purettavaksi niin, että vain rataiskot ja mahdolliset ulkoseinästä tulevat teräkset säilytetään. Vanhat kiskot ja teräkset puhdistetaan sekä käsitellään korrosionsuojalaastilla. Uusi parvekelaatan rakenne suunniteltiin vastaamaan vanhan parvekkeen mittoja ja muotoja. Uusi rakenne mitoitettiin vanhojen rataiskojen vaaraan. Mitoituslaskelmat ovat esitetty liitteessä 6. Keskimmäisen rataiskon kantavuus ei ollut kuitenkaan riittävä kannattelemaan suunniteltua rakennetta. Mitoituslaskelmissa kiskojen välinen parvekelaatta ajateltiin kaksiaukkoisena rakenteena, joten keskimmäiselle rataiskolle tulee 1,25ertainen kuorma verrattuna kahdella rataiskolla kannateltuun laattaan. Rataiskun taivutuskestävyyskapasiteetin ylittävä osuus momentista mitoitettiin otettavaksi vastaan vetoterästen avulla. Vetoteräksiksi tarvittiin vähintään kolme 9 mm:ä halkaisijaltaan olevaa ruostumatonta harjaterästä. Laskelmien perusteella rakenteeseen lisättiin yhteensä kuusi kappaletta vetoteräksiä jaettuna molemmin puolin rataiskoa kolme kappaletta. Näin saatiin riittävä varmuus parvekkeen kantavuudelle taivutusta ja leikkausta vastaan.

Uusi laatta tehdään yhtenäisellä valulla ilman erillistä pintalaattaa. Laatan yläpinnan korko tuella pidettiin samana kuin nykyisen laatan korko, mutta kaatojen jyrkkyyttä lisättiin nykyisestä. Laattaa kasvatettiin alaspäin niin paljon, että rataiskojen alle saatiin vähintään 40mm suojabetonia. Näin varmistetaan, että rataiskojen ja niiden alapuolelle asennettavan rst-verkon Ø5k150 alapuolella on riittävä suojabetonipaksuus. Laatan eturaunaa myös pidennettiin ulospäin 50 mm:ä varmistamaan suojabetonin riittävyys ja estämään takaisin asennettavan kaiteen betonin lohkaus laatan etureunasta. Uuden parvekkeen suunnitelmat ovat esitetty kuvassa 45.



Kuva 45. Uuden parvekkeen rakenne.

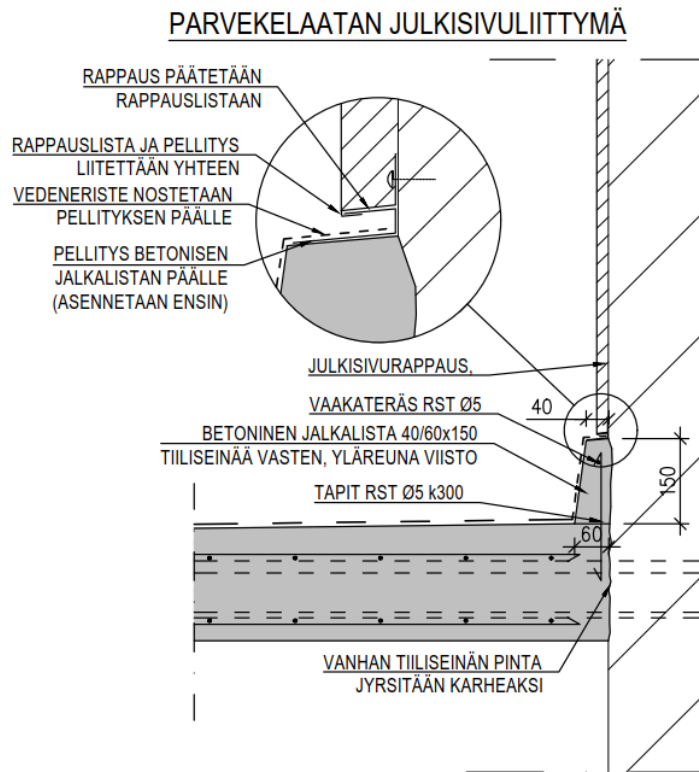
6.2.3 Parvekkeiden detaljit

Kaikki kohteen parveketyypit suunniteltiin korjattavaksi samoilla periaatteilla kuin B- ja C-portaiden parvekkeet. Kaikissa parveketyypeissä esiintyi saman kaltaisia liittymä- ja vedenpoistodetaljeja. Kosteusteknisesti oikein toimivilla detaljeilla pystytään vähentämään uuden parvekelaatan ja sen pintakäsittelyjen sekä uuden rappauksen kosteusriskiä. Tärkeitä detaljeja parvekelaatan suunnittelussa on esimerkiksi:

- parvekelaatan liittymä julkisivuun
- parvekeoven ja -laatan liitos
- laatan reunan ja julkisivun liittymä
- laatan reunojen toteutus

Parvekkeen liittymä julkisivuun toteutettiin kaikissa parvekkeissa tiilimuuria vasten erikseen valettavalla betonisella jalkalistalla. Jalkalistan päälle asennetaan pellitys, joka liimitetään julkisivurappauksen peltisen rappauslistan kanssa. Laatan vedeneriste noste-

taan lopuksi jalkalistan pinnalle ja limitetään yläosan pellin kanssa. Pellin ja vedeneristykseen limityksellä liittymästä saadaan vesitiivis ja julkisivupinnasta ulospäin tuleva rappaus suojaa liittymää suoralta sateelta. Jalkalistan korkeudeksi määritettiin vähintään 150 mm:ä, jotta seinää vastaan kinostuva lumi ei nousisi vedeneristykseen liittymään saakka. Detalji on esitetty kuvassa 46.



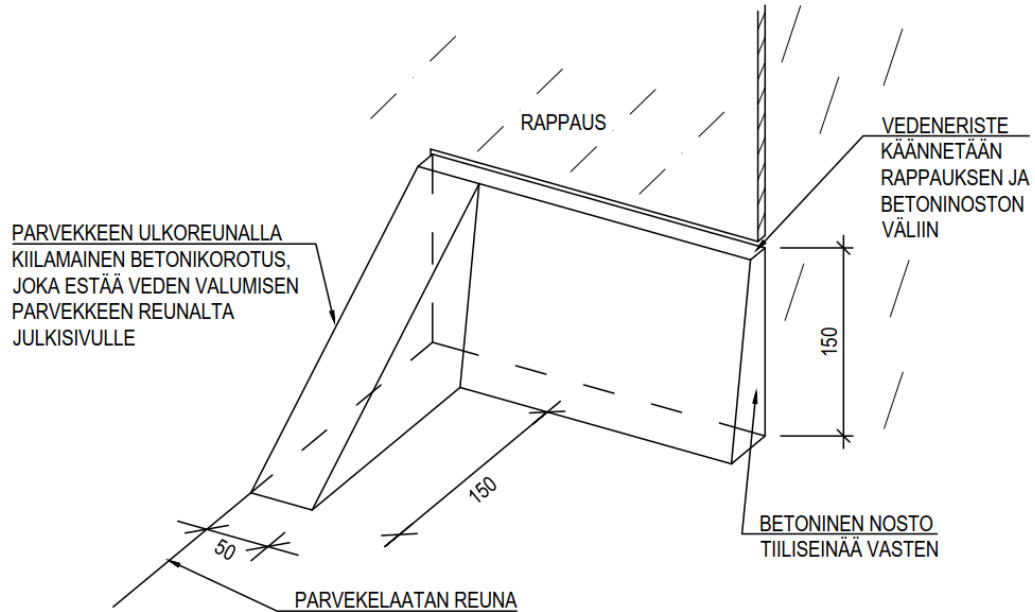
Kuva 46. Parvekelaatan ja julkisivun liittymädetalji

Parvekelaatan ja parvekkeen oven liittymässä laatan vedeneristys nostetaan kynnyksen päälle. Vedeneristykseen liittymän suojaksi asennetaan liukaste-estoinen kynnyspelti. Kynnyspellin asentamisessa pitää huomioida, että oven kynnyksessä olevat vedenpoisto reiät eivät peity ja ovien välistä poistuva vesi ei pääse valumaan kynnysrakenteen ja pellin väliin.

Laatan reunan toteutuksessa on tärkeää, että laatan päälle satava vesi ei pääse valumaan laatan reunalta julkisivurappaukselle, koska se aiheuttaa rappaukselle ylimääräistä kosteusrasitusta ja sen likaantumista. Laatan reunalle suunniteltiin betonisesta jalkalistasta jatkeena valettava lotokka. Lotokan toteutusdetalji on esitetty kuvassa 47. Betonisen jalkalistan ja lotokan voisi toteuttaa myös peltiä käyttämällä. Betonivalut ovat

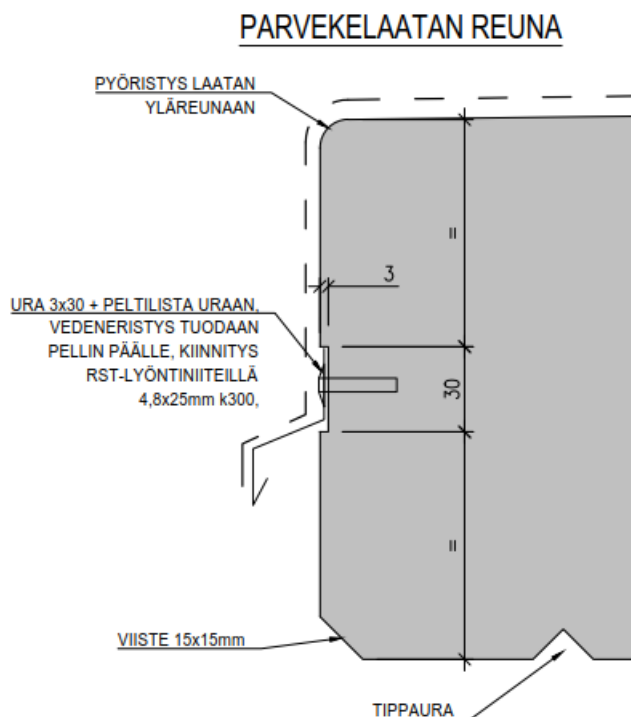
luultavasti vaikeampi toteuttaa, mutta ne sopivat parvekkeiden nykyiseen tyyliin paremmin ja ovat oikein toteutettuna vähemmän vaurioalttiita esimerkiksi potkaisuille.

PARVEKELAATAN REUNAN JULKISIVULIITTYMÄ



Kuva 47. Parvekelaatan reunan ja julkisivun liittymädetalji.

Laatan reunojen toteutukselle on lukuisia erilaisia vaihtoehtoja. Kaikissa tapauksissa veden valuminen laatan reunaa ja laatan alapintaan pitkin pyritään estämään. Reunalla veden valuminen yleensä estetään laatan etureunasta ulkonevan pellityksen avulla, jolloin laatan yläpinnan vedeneristys voidaan liittää etureunan pellityksen kanssa. Laatan alapintaan pitkin valuva vesi estetään laatan tyylistä riippuen reunaa kiertävällä tippauralla tai koristeellisemmalla alapinnan korotuksella. Tässä kohteessa päädyttiin tekemään parvekelaatan reunojen pystypinnalle ura, johon etureunan pelti asennetaan. Ura voidaan helposti tehdä muottiin asennettavalla vanerikaistalla. Laatan alareunaan tehdään laattaa kiertävä tippaura. Etureunan toteutusdetalji on esitetty kuvassa 48. Ratkaisuilla saadaan mahdollisimman saman näköinen ratkaisu nykyisten parvekkeiden kanssa.



Kuva 48. Parvekelaatan reunojen toteutusdetalji.

6.3 Toteutetun kohteen tutkimus 1: Vetoteräksellinen uusittu parveke

6.3.1 Yleistiedot

Kohde sijaitsee Länsi-Helsingissä. Rakennus on vuonna 1937 valmistunut 5-kerroksinen asuinkerrostalo. Rakennuksen kantavat rakenteet on toteutettu pilari-palkki runkona, alalaattapalkistolla ja massiivitiilimuuratuilla ulkoseinillä. Talo sijaitsee noin 500 m:n päässä meren rannasta. Meri-ilmastoa ei luultavasti ole aiheuttanut suurempaa rasitusta parvekkeiden rakenteille, koska rakennus ei ole meren välittömässä läheisyydessä ja se sijaitsee suhteellisen suojaisessa paikassa muiden rakennuksien ympäröitynä meren suunnasta.

Kohteeseen suoritettiin julkisivuremontti vuonna 2015, jonka yhteydessä uusittiin rakennuksen sisäpihan tuuletusparvekkeet ja katujulkisivun sekä sisäpihan asuntoparvekkeet. Kohteessa on kahta eri parveketyyppiä. Molemmat tyypeistä ovat ulokeparvekkeita, mutta asuntoparvekkeet ovat kannateltu yhdeltä sivulta ja tuuletusparvekkeet ovat kannateltu kahdelta sivulta.



Kuva 49. Yleiskuva sisäpihan parvekkeista.

6.3.2 Tutkimukset

Kohteeseen tehtiin julkisivurappausten kuntokartoitus vuonna 2010. Julkisivujen kunto-
tutkimuksen yhteydessä suoritettiin myös parvekkeiden ja parvekeovien silmämääräinen
kuntoarvio.



Kuva 50. Sisäpihan tuuletusparvekkeen vaurioita.

Tarkastelun pohjalta määritettiin, että ainakin sisäpihan tuuletusparvekkeet ovat huonossa kunnossa ja niissä on käytetty rakenteellisesti kyseenalaisia ratkaisuja, kuten pintabetonin valu vesipellin päälle epätasaisena kerroksena. Suurin ongelma parvekkeissa oli seinäliittymien vedenpoisto, joka on valuttanut sadevettä julkisivuille ja näin vaurioittanut julkisivurappaukset liittymäkohdista. Parvekeovet todettiin olevan uusitut ja hyvässä kunnossa asuntoparvekkeissa, joten niille ei suositeltu toimenpiteitä. Tuuletusparvekkeiden ovia ei ole kuitenkaan uusittu ja ne ovat uusimisen tarpeessa. Parvekkeiden kantavien rakenteiden kuntoa ei voitu silmämääräisesti määrittää. Raportissa suositellaan parvekkeille tarkempien tutkimusten toteuttamista ja näytteiden ottamista parveke-laatoista. Tarkempia tutkimuksia ei kuitenkaan parvekkeille toteutettu.



Kuva 51. Asuntoparvekkeen sisäpuoli.

6.3.3 Rakenne ja vauriot

Parvekkeiden kantavat rakenteet pyrittiin selvittämään alkuperäisistä rakennesuunnitelmista. Suunnitelmien mukaan asuntoparvekkeiden ulokelaatta on kannateltu vetoteräksillä tiiliseinän sisään valetusta betonipalkista (280x360 mm:ä). Parvekelaatan paksuus tuella on 100 mm:ä ja parvekkeen reunalla 70 mm:ä. Vetoteräksset ovat pyörötankoja Ø5/16 tuumaa (noin Ø 7,8 mm:ä) 150 mm:n jaolla ja jakoteräksset Ø3/16 tuumaa (noin Ø 4,7 mm:ä) 300 mm:n jaolla. Parvekkeen ulkonema julkisivusta on noin 500 mm:ä. Tuuletusparvekkeessa on käytetty samaa terästystä, mutta parvekkeelle on saatu 700 mm:ä pitkä ulkonema kahden sivun kannatuksen avulla.

Asuntoparvekkeita ei ole kuitenkaan toteutettu vanhojen suunnitelmien mukaan. Kartoituskäynnin yhteydessä selvisi, että parvekkeiden ulkonema julkisivusta on todellisuudessa noin 1000 mm:ä. Parvekkeen kantavat rakenteet ei luultavasti ole suunnitelman mukaiset, koska ulokkeen pituus on toteutuksessa lähes kaksinkertaistunut. Parvekkeen todellisia kantavia rakenteita ei pystytty selvittämään ilman suurempia rakenneavauksia ainakin yhden parvekkeen osalta. Tämän vuoksi parvekkeiden kantavuuden tarkastaminen riittävällä varmuudella on vaikeaa.

Korjaussuunnittelun lähtötietona on oletettu, että parvekkeisiin on tehty erillinen pintalaatta ja uusittu reunapellitys luultavasti aiemman korjauksen yhteydessä. Parvekkeissa ei ole kuitenkaan ole vedeneristystä ja pintalaatan sekä pellin liittymäkohdat eivät ole tiiviitä, vaan päästävät veden virtaamaan liitoskohdasta pellityksen alle. Kantavan laatan kunnosta ei saa juurikaan tietoa ilman koeporauksia, koska pintalaatta peittää kantavan laatan yläpinnan ja parvekkeen alapinnat ovat verhoiltu laudoituksella. Kahdelta sivulta kannatellun parvekkeen laatan etureunoissa voidaan havaita pintakäsittelyiden rapistumista ja halkeilua, minkä on voinut aiheuttaa liian lähelle reunaa jatkettut vetoteräksset.

Parvekkeen vedenpoisto ja kaadot ovat olleet puutteelliset. Vesi on jälkien perusteella jäänyt monesti seisomaan osalle parvekkeista ja aiheuttanut suuremman rasituksen parvekkeen rakenteille.

6.3.4 Korjaustapa

Korjaustavaksi valittiin kaikkien parvekkeiden kokonaan uusiminen. Uusimisen päätökseen vaikuttaneet tekijät:

- vanhan parvekkeen kantavia rakenteita ei tiedetty

- parvekkeen kantavuutta ei pystytä riittävällä varmuudella tarkastamaan
- kantavien rakenteiden kuntoa ei tiedetty tarkkaan ilman kuntotutkimusta
- parvekkeen kallistuksia ja vedenpoistoa pitää parantaa
 - nykyisellään parvekeoven korko ei salli parvekelaatan korotusta
 - kallistusvalu lisäisi parvekkeen kuormia
- uusimisella saadaan parveille varmuudelle pitkä käyttöikä
- kokonaiskustannus parvekkeiden kokonaan uusimisen ja kunnostamisen välillä ei ole paljoa suurempi
 - kunnostamisen toteuttaminen vaatisi lisätutkimuksia ja suhteellisen suuria purkuja.
- uusimisella vältetään turvallisuusriskejä
 - rakenteen kantavuus ja liittymät pystytään suunnittelemaan toimiviksi kokonaisuuksiksi ilman suurempia kompromisseja vanhan rakenteen kanssa

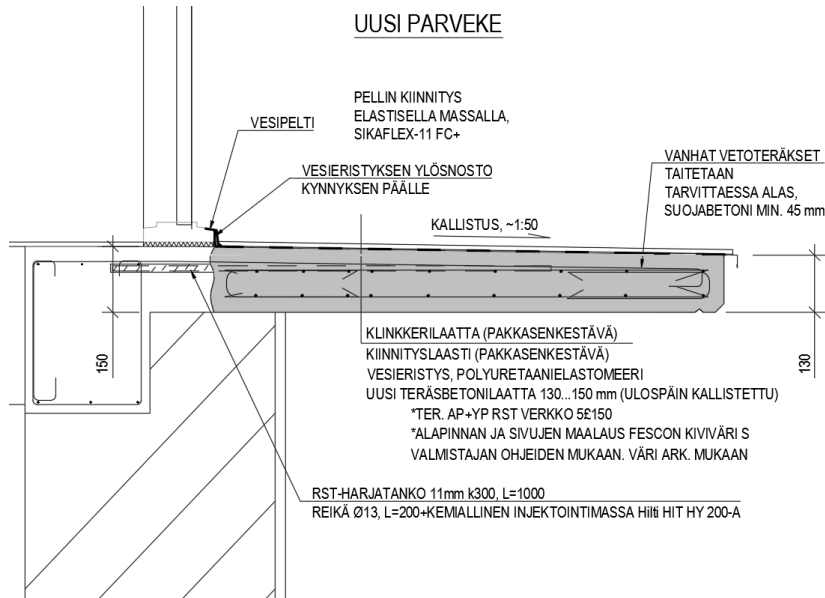


Kuva 52. Parvekerakenne laatan purkamisen jälkeen.

Parvekkeet purettiin ulkoseinän ulkopintaan asti säilyttäen vanhat teräkset ja asuntoparvekkeissa hyvä kuntoiset parvekeovet. Vanhat teräkset säilytettiin, puhdistettiin ja korroosionsuojakäsiteltiin. Ne ovat suunniteltu toimivaksi leikkausteräksinä uuden parvekkeen ja vanhan betonirakenteen välillä.

Uusi parvekelaatta toteutettiin saman paksuisena, koska laattaa ei pystytty kasvattamaan kumpaankaan suuntaan. Uuden parvekkeen laatan kannatus on toteutettu ruostumattomilla harjatangoilla $\varnothing 11$ mm:ä k300. Urakkalaskennassa uusi parvekelaatta oli kannateltu kokonaan uusilla harjateräksillä ja niiden jako oli 150 mm:ä. Purkutöiden yhteydessä todettiin parvekkeen vanhojen terästen olevat hyvässä kunnossa ja ne pystyt-

tiin säilyttämään purussa. Vanhoja uloketeräksiä päätettiin hyödyntää parvekkeen kannattelussa, joten uusien harjatankojen määrä puolitettiin. Parvekelaattaan asennettiin ylä- ja alapintaan rakenteen yhteen sitovat rst-verkot \varnothing 5-150, jotka yhdistettiin toisiinsa U-hakojen avulla. Alapinnan verkolla pyritään estämään parvekelaatan alapinna halkeilu.

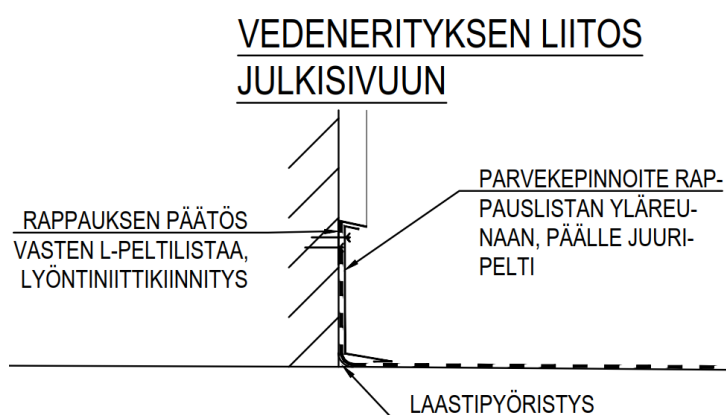


Kuva 53. Uuden asuntoparvekkeen suunnitelmat.



Kuva 54. Uuden parvekkeen raudoitus.

Parvekelaatan pintaan suunniteltiin myös vedeneristys ja laatoitus vähentämään laatan kosteusrasitusta. Etureunan pellitys asennettiin vedenerityskerroksen alle ja riittävästi ulkonevaksi laatan reunasta, jotta vesi ei pääse valumaan reunoja pitkin. Kriittisiä paikkoja kosteusteknisesti on vedeneristysten liittymät parvekeoveen ja julkisivuun, jotta vesi ei pääse valumaan uuden ja vanhan laatan liitoskohtaan, jossa se voi vahingoittaa uusia ja vanhoja vetoteräksiä. Parvekeoven kohdalla vedeneristys viedään kynnyksen päälle ja suojaksi asennetaan vesipelti. Julkisivuliittymässä vedeneristys nostetaan ulkoseinän tiilipinnalle niin, että uusi julkisivurappauspinta tulee ulommaksi kuin vedeneristyspinta. Tällöin sadevesi valuu rappauspintaa pitkin ja tippuu vedeneristystä suojaavan juuripellille tai parvekelaatan yläpinnalle. Liitosdetalji on esitetty kuvassa 55.



Kuva 55. Detalji vedeneristysten liitoksesta julkisivuun.

Parvekkeiden vanhat kaiteet purettiin parvekkeiden purkujen yhteydessä. Asuntoparvekkeissa oli alun perin pystypellistä tehdyt kaiteet, mutta kaikki parvekekaiteet uusittiin vastaamaan tuuletusparvekkeen kaarevaa vaakaputkikaidetta. Parvekekaiteisiin asennettiin jäykkä markiisikangas, koska vanha kaidemalli ei täytä nykyisiä turvallisuusmääräyksiä. Markiisikankaalla suljetaan liian suuret kaidevälit ja estetään kiipeäminen vaakaputkia pitkin. Kaiteita myös korotettiin vastaamaan nykyisiä määräyksiä. Kaide ja valmis parvekerakenne on esitetty kuvassa 56.



Kuva 56. Valmis uusittu parveke.

6.3.5 Analysointi

Kohteen parvekkeiden korjauksessa ei edetty täysin (by 41 2007) mukaisen korjaussuunnittelun vaiheiden mukaan. Parvekkeiden uusiminen päätettiin ja suunniteltiin silmämääräisen kuntoarvion perusteella, eikä parvekkeille tehty tarkempia kuntotutkimuksia, vaikka kuntoarvion pohjalta niitä suositeltiin.

Kuntotutkimuksien avulla olisi selvinnyt betonin laatu, karbonatisoitumisaste, pakkasen kestävyys ja vaurioitumisaste. Kuntotutkimuksien tai koekuormituksien avulla oltaisiin pystytty myös suhteellisen yksinkertaisilla menetelmillä määrittämään vanhan parvekerakenteen alkuperäinen varmuustaso. Tästä kannattaisi tehdä ainakin laskennallinen tarkastelu vanhojen suunnitelmien ja kohdekäynnin pohjalta. Laskennan toteuttamisesta ei löydy dokumentaatiota. Tässä tutkimuksessa suoritettiin tarkistuslaskelma parvekkeen rakenteelle, jonka rakenne todettiin työmaalla parvekkeiden purkamisen jälkeen. Mitoituslaskelma toteutettiin vuonna 1937 voimassa olevien määräysten mukaisesti ja sallittujen jännitysten menetelmällä. Mitoituslaskemat ovat esitetty liitteessä 7. Vanhan rakenteen kantavuus on laskemien mukaan riittävä. Laskelmassa ei ole kuitenkaan huomioitu mitään epävarmuustekijöitä tai huomioitu rakenteen mahdollisia vaurioita. Rakenteen

mahdollisia kantavuuden heikennyksiä olisi voinut arvioida kuntotutkimustuloksien pohjalta.

Suuntaa-antavien kantavuuslaskelmien perusteella parvekkeille olisi voinut olla mahdollista toteuttaa esimerkiksi yläpinnan kaatokorjaus ohuella valulla ja pinnan vedeneristys sekä muiden pintojen maalauskorjaus. Korjaustoimenpiteiden kokonaiskustannukset olisivat olleet luultavasti pienemmät kuin parvekkeiden uusiminen. Parvekkeiden korjauksessa pitää kuitenkin huomioida muitakin tekijöitä kuin hinta. Korjatulla rakenteella olisi saavutettu luultavasti lyhyempi käyttöikä, arviolta noin 15 – 20 vuotta. Tämä tulee huomioida toimenpiteiden hintojen välisessä vertailussa, koska kokonaan uusitun parvekkeen käyttöikä on noin 50 vuotta. Eri vaihtoehtojen vertailussa tulee myös huomioida vanhan julkisivurappauksen kauttaaltaan purkaminen ja uusiminen. Parvekkeiden myöhempi uusiminen vaurioittaisi uusittua julkisivurappausta, joten uusiminen kannattaa tehdä yhtä aikaa julkisivurappausten uusimisen kanssa. Tällöin uusitun julkisivurappauksen ja parvekkeiden suunniteltu käyttöikä on sama noin 50 vuotta.

Kokonaisuudessa parvekkeiden kokonaan uusiminen oli luultavasti kannattavin vaihtoehto ottaen huomioon hinnan, käyttöiän, rakenteellisen toiminnan, parvekkeen kantavuuden ja muut yhtä aikaiset korjaustoimenpiteet. Parvekkeiden uusimisen kannattavuudessa kannattaa myös huomioida kuntoarvion ja korjaustoimenpiteiden aloituksen välillä kulunut aika. Kuntoarvion ja korjauksien välillä oli viisi vuotta aikaa, joka on noin 10 %:a parvekkeen suunnitellusta käyttöiästä. Parvekkeiden vaurioituminen on voinut edetä suhteellisen paljon viidessä vuodessa, kun parvekkeiden vedenpoisto on puutteellinen.

Korjaussuunnittelussa voi hieman kyseenalaistaa tarkempien kuntotutkimuksien suorittamisen ja vanhan rakenteen kantavuuden selvittämisen poisjättämistä, koska parveke-
laattojen kunto ei kuitenkaan ollut silmämääräisen kuntoarvion perusteella erityisen huono. Ilman kuntotutkimusta ei korjausvaihtoehtojen ja uusimisen välisiä kustannuksia ja muita tekijöitä voitu vertailla korjaustoimenpiteiden valinnassa. Kuntotutkimuksien poisjättämisessä taloyhtiö säästi hieman kustannuksissa, mutta kuntotutkimuksien hinta on yleensä pieni osa suhteessa korjauksen kokonaiskustannuksista.

Parvekkeen suunnitelmissa injektoitavien harjaterästen injektointipituus olisi voinut olla vielä pitempi varmistamaan riittävän tartunnan. Suunnitelman mukaisessa tilanteessa reunapalkki on ulkoseinän sisäreunalla, joten injektointialustassa olisi ollut vielä paksuutta käytettävissä. Injektoinnin todellinen pituus olisi pitänyt tarkentaa työmaalla purkutöiden jälkeen niin, että teräkset injektoidaisiin vähintään 200mm:ä reunapalkin sisään.

Vanhat teräkset kuitenkin vielä varmistavat riittävän tartunnan uuden ja vanhan rakenteen välillä. Parvekelaatan kallistus on myös suhteellisen jyrkkä 1:50. Uudisrakentamisessa parvekelaatan kallistuksiksi ei suositella juuri suurempaa kuin 1:80 käyttömukavuuden kannalta (Betoniteollisuus Ry 2010). Parvekelaatan reunoilla ei myöskään esitetä veden valumista julkisivurappaukselle. Valuvan veden määrä on kuitenkin luultavasti pientä laatan kallistuksien ollessa riittävät. Vesien valuminen olisi voitu estää tekemällä reunalle peltilotokka, joka liittyy julkisivuille nousevan pellityksen kanssa.

6.4 Toteutetun kohteen tutkimus 2: Ratakiskokannatteinen uusittu parveke

6.4.1 Yleistiedot

Kohde sijaitsee Etelä-Helsingissä. Rakennus on vuonna 1928 valmistunut 6-kerroksinen asuinkerrostalo, jossa on käyttöullakko ja kellari. Rakennuksen kantavina rakenteina toimivat massiivitiilimuuraukset ja betonialaattapalkisto. Porrashuoneiden tasanteet ovat massiivibetonilaattoja. Talo sijaitsee noin 400 m:n päässä meren rannasta. Meri-ilma ei luultavasti ole aiheuttanut suurempaa rasitusta parvekkeiden rakenteille, koska rakennus ei ole meren välittömässä läheisyydessä ja se sijaitsee suhteellisen suojaisessa paikassa muiden rakennuksien ympäröitynä meren suunnasta.

Kohteeseen suoritettiin julkisivuremontti vuonna 2006, jonka yhteydessä uusittiin rakennuksen sisäpihan tuuletusparvekkeet. Kohteessa on kolmea eri parveketyyppiä. Kaikki parveketyypit ovat ratakiskokannatteisia ulokeparvekkeita. Yleisin parveketyyppi on suorakulmainen parveke, mutta kohteessa on myös kulmaparvekkeita ja vinoihin seinäpintoihin liittyviä parvekkeita.

6.4.2 Tutkimukset

Parvekkeiden silmämääräisen kuntoarvion suoritti kohteen rakennesuunnittelija. Parvekkeiden kunto oli kartoitus hetkellä yleisesti huono. Lähes kaikissa parvekkeissa ratakiskojen alapinta oli korkannut näkyviin tai alapinnan betoni oli halkeillut ratakiskojen kohdilta. Kohteen parvekkeille ei toteutettu erillisiä kuntotutkimuksia, koska vauriot olivat jo pitkälle edenneitä. Parvekkeet päätettiin uusida rakennesuunnittelijan kuntoarvion perusteella.

Parvekkeiden aiemmista korjauksista ei ole saatavilla dokumentteja. Parvekkeen rakenteesta voidaan kuitenkin päätellä, että parvekelaatan päälle on asennettu jälkeinpäin pellitys ja valettu pintalaatta.



Kuva 57. Parvekelaattojen vaurioita. Ruostuneet rataiskot näkyvissä laatan alapinnassa.

6.4.3 Rakenne ja vauriot

Parvekkeiden rakenteesta ei ole saatavilla alkuperäisiä rakennesuunnitelmia. Parvekkeen alkuperäiset rakenteet voidaan kuitenkin määrittää suhteellisen tarkasti paikan päällä. Parvekkeen ulokelaatta on kannateltu porrastasanteen betonilaatan sisästä ulostulevien rataiskojen varaan, joiden jako on noin 800 – 1000 mm:ä vaihdellen parvekkeen koon mukaan. Parvekkeen kantavan laatan paksuus on arviolta 150 mm:ä ja jälkeinpäin valetun pintalaatan noin 50 mm:ä. Parvekkeiden rakenne on hyvin tyypillinen rakennusajalleen.

Parvekkeiden vauriot on aiheuttanut suhteellisen ohut kantavalaatta suhteessa rataiskon korkeuteen. Kantavat rataiskot ovat noin 100 – 120 mm:ä korkeita. Laatan sisään valettaessa kiskojen ala- ja yläpuolelle jää ohut suojabetonikerros. Suojabetonikerroksen

karbonatisoitua ratakiskoissa alkaa aktiivinen korroosio, joka lopulta halkaisee betonipinnan. Aktiivisen korroosiovaiheen etenemisnopeuteen vaikuttaa paljon parvekkeen kosteustekninen toiminta ja kosteuden pääsy rakenteen sisään. Parvekkeiden vedenpoistossa oli kuitenkin puutteita ja pintalaatan kunto suhteellisen huono, joten sadevesi on päässyt kastelemaan kantavan laatan ja sen sisällä olevat ratakiskot. Sadevesi on myös päässyt valumaan seinärappauksia pitkiä parvekelaatan reunoilta ja lähes kaikissa parvekkeissa reunojen rappaukset ovat joko pudonneet tai pitkälle vahingoittuneet.



Kuva 58. Esimerkkikuva parvekkeiden pintarakenteista.

6.4.4 Korjaustapa

Korjaustavaksi valittiin kaikkien parvekkeiden kokonaan uusiminen niin, että vanhat ratakiskot säilytetään. Uusimisen päätökseen vaikuttaneet tekijät:

- parvekkeiden vauriot olivat alapinnassa pitkälle edenneitä kaikissa parvekkeissa
- parvekelaatan mahdollisia piilossa olevia yläpinnan vaurioita ei tiedetä ilman kuntotutkimuksia
- parvekelaatan betonilaadun tai sen pakkasenkestävyyttä ei voitu määrittää ilman näytepaloja ja laboratorioanalyysyjä

- parvekkeen kallistuksia ja vedenpoistoa pitää parantaa
 - nykyisellään parvekeoven korko ei salli parvekelaatan korotusta
 - kallistusvalu lisäisi parvekkeen kuormia
- uusimisella saadaan parvekkeille varmuudelle pitkä käyttöikä
- kokonaiskustannuserotus parvekkeiden kokonaan uusimisen ja laaja kunnostamisen välillä ei ole höytyyn nähden tarpeeksi suuri
 - kunnostamisen toteuttaminen vaatisi lisätutkimuksia ja suhteellisen suuria purkuja.
- uusimisella vältetään turvallisuusriskeiltä
 - rakenteen kantavuus ja liittymät pystytään suunnittelemaan toimiviksi kokonaisuuksiksi ilman suurempia kompromisseja vanhan rakenteen kanssa
 - ratakiskojen kiinnitys porrastasanteen laattaa pystytään tarkistamaan ja tarvittaessa korjaamaan

Parvekkeet purettiin ulkoseinän ulkopintaan asti säilyttäen vanhat ratakiskot ja mahdolliset ulkoseinästä ulostulevat raudoitukset. Vanhat kiskot ja teräkset puhdistettiin ja korroosionsuoja maalattiin. Uudet parvekelaatat on suunniteltu kannateltavaksi vanhojen ratakiskojen varaan.

Uuden parvekelaatan paksuus määriteltiin niin, että ratakiskon alalaipan alapuolelle jäi vähintään 40 mm:n paksuinen suojabetonikerros. Laatan yläpinta lähti ovireunalta lähes samasta korosta alkuperäisen laatan kanssa, mutta uuteen laattaan tehtiin jyrkemmät kallistukset ilman erillistä pintalaattaa. Laatan yläpinta vedeneristettiin polyuretaani-pinnoitteella ja laatan reunoille asennettiin pellistä taiteltu lotokka. Laatan etureunaan asennettiin vedeneristysten kanssa limittyvä tippapelti, joka estää sadeveden valumisen laatan etureunaa pitkin. Etureuna myös muotoiltiin viisteiden ja korotusten avulla niin, että veden kulkeutuminen tuulisessa säässä laatan sivu- ja alapintoja pitkin ei ole mahdollista.

neitä ja niistä aiheutuu vaarariski käyttäjille lohkeilevien osien ja heikentyneen kantavuuden takia. Kuntotutkimukset olisivat olleet luultavasti ylimääräinen kustannus, koska niiden perusteella olisi luultavasti suositeltu parvekkeiden purkua ja uusimista.

Mahdollisia korjausmenetelmiä olisi ollut laatan alapinnan vahingoittuneen betonin piikkaaminen, ratakiskojen alaosien paljastaminen, puhdistaminen ja ruosteensuojakäsittely. Käsittelyn jälkeen alapintaan olisi tehty uusi suojabetonikerros. Uuden kerroksen tartunta vanhaan laattaan pitäisi varmistaa, joten valukerros ei voi olla liian paksu, jotta ei tarvita erillisiä tartuntatappeja. Lisäksi laatan yläpinnan pintalaatta pitäisi uusida ja valaa uusi vedeneristetty kallistusvalu. Korjaukset ovat niin laajoja, että niiden hinta olisi noussut liian korkeaksi niiden hyötyyn ja odotettuun käyttöikänsä nähden. Lisäksi kuntotutkimuksissa olisi voinut selvitä, että laatta on laajemmin vaurioitunut ja mahdollisesti korjauskelvoton.

Kohteen julkisivurappaukset olivat myös todella huonossa kunnossa ja tippuneet alustastaan usealta alueelta. Julkisivuremontti oli siis välttämätön, jolloin parvekkeet kannattaa uusida samalla. Tällöin uusitun julkisivurappauksen ja parvekkeiden suunniteltu käyttöikä on sama noin 50 vuotta. Tässä kohteessa parvekkeiden kokonaan uusiminen oli ainut vaihtoehto. Julkisivun ja parvekkeiden korjauksen ajankohta olisi pitänyt olla paljon aiemmin, jotta pienemmillä paikkakorjauksilla oltaisiin voitu pidentää käyttöikää.

Uuden parvekkeen kantavuuslaskelmista ei löytynyt dokumentaatiota, joten suunnitelmien mukainen parvekerakenne mitoitettiin tämän tutkimuksen yhteydessä mitoitusohjelmalla hyväksikäyttäen. Mitoituslaskemat ovat esitetty liitteessä 8. Mitoitus tehtiin nykyisten määräysten mukaisilla menetelmillä käyttäen hyväksi vuoden 1928 ratakiskojen materiaalitietoja. Laskelmien mukaan ratakiskojen kantavuus riittää uuden rakenteen kannatteluun. Ratakiskojen käyttöaste on kuitenkin suhteellisen suuri. Rakenteen kunnon ja toteutuksen epävarmuustekijät voivat aiheuttaa osassa kiskoja kantavuuden ylityksiä. Rakennetta kannattaisi vahvistaa injektoimalla uusia vetoteräksiä. Rakenteeseen on suunnitelmissa lisätty tartuntaa parantavia harjateräsinjektointeja, mutta näiden injektointisyvyys ja kokonaispituus on riittämätön lisäämään rakenteen kantavuutta merkittävästi. Terästen injektointisyvyyttä ja terästen kokonaispituutta olisi voinut kasvattaa varmistamaan parvekerakenteen kantavuuden riittävyyden.

6.5 Toteutetun kohteen tutkimus 3: Korjattu ulokeparveke

6.5.1 Yleistiedot

Kohde sijaitsee Länsi-Helsingissä. Rakennus on vuonna 1956 valmistunut 5-kerroksinen asuinkerrostalo. Rakennuksen kantavina rakenteina toimivat massiivitiilimuuraukset ja betonialaattapalkisto. Porrashuoneiden tasanteet ovat massiivibetonilaattoja. Talo sijaitsee noin 400 m:n päässä meren rannasta. Meri-ilmastosta ei luultavasti ole aiheuttanut suurempaa rasitusta parvekkeiden rakenteille, koska rakennus ei ole meren välittömässä läheisyydessä ja se sijaitsee suhteellisen suojaisessa paikassa muiden rakennusten ympäröimänä meren suunnasta.

Kohteessa on yhteensä kuusi tuuletusparvekettä, jotka ovat ulokeparvekkeita. Kohteessa on myös sisäänvedettyjä asuntoparvekkeita 24 kappaletta. Yleiskuva tuuletusparvekkeista on esitetty kuvassa 60.



Kuva 60. Yleiskuva tuuletusparvekkeista.

6.5.2 Tutkimukset

Kohteeseen toteutettiin kuntotutkimus vuonna 2015, jossa määritettiin parvekkeiden, ulko-ovien ja ikkunoiden korjaustarve ja korjausten kiireellisyys. Kahdesta parvekkeesta otettiin poranäyte, joista määritettiin betonin karbonatisoitumisvyvyys ja vetolujuus. Toiselle tutkittavista parvekkeista otettiin ohuthienäyte.

Poranäytteiden perusteella selvisi, että alimman kerroksen kahdessa parvekkeiden kantavat laatan ovat noin 130 – 140 mm:ä paksuja ja toisessa parvekkeissa on 50 mm:n paksuinen pintalaatta. Laattojen paksuudet vastaavat vanhoja suunnitelmia. Näytteitä poratessa pora osui luultavasti kiskoon, joten osa parvekkeista on voitu toteuttaa rata-kiskokannatteisina.

Tutkimustuloksien mukaan laatan karbonatisoituminen on edennyt 5 – 15 mm:n syvyyteen alapinnasta. Karbonatisoituminen on edennyt suhteellisen hitaasti ulokeparvekkeissa verrattuna asuntoparvekkeisiin, joissa karbonatisoitumissyvyys oli jopa 40 – 50 mm:ä osassa näytteitä. Yhdestä asuntoparvekkeesta mitattiin kloridipitoisuus, joka oli <0,01 %:a. Kloridipitoisuuden kriittisenä arvona voidaan pitää 0,03 – 0,07 %:a, jolloin teräskorroosion riski kasvaa merkittävästi (by 42 2002). Ulokeparvekkeen laatasta vetokokeen tulos oli suuri 3,4 MN/m². Ohuthienäytteen mukaan ulokeparvekkeen laatan betoni oli laadultaan hyvä ja tiivistyminen onnistunut. Laatta ei ole suojahuokostettu, mutta näytteessä ei esiinnyt rapautumaa.

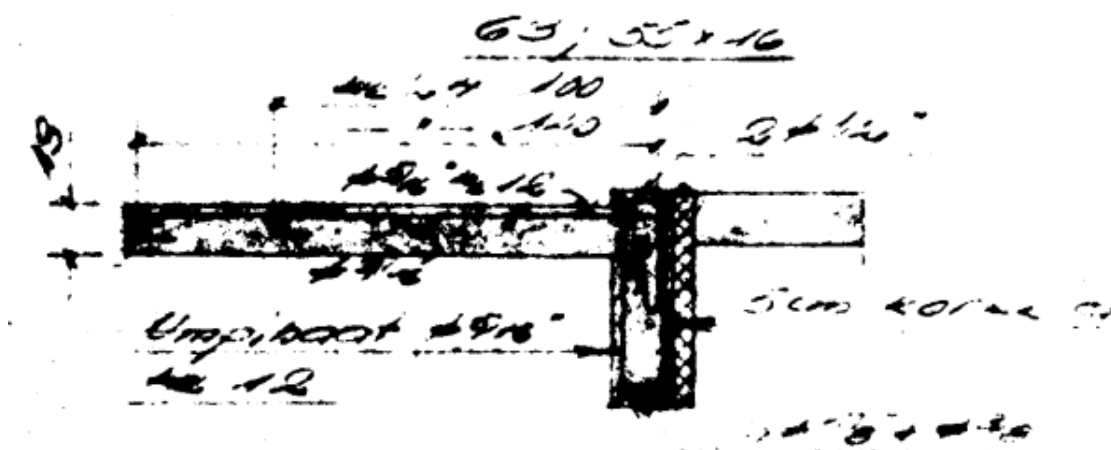
Kuntotutkimuksen perusteella ulokeparvekkeiden korjaukseksi ehdotettiin kunnostamista betonikorjauksin. Korjaustavaksi ehdotetaan seuraavaa:

- kaiteiden irrottaminen
- pintalaattojen purkaminen
- betonipintojen puhdistus ja vanhojen maalipinnoitteiden poistaminen esim. vesihiekkapuhaltamalla
- korroosioaurioituneiden sekä lähellä pintaa olevien terästen esiin piikkaaminen sekä esiin piikattujen terästen suojaaminen teräksensuojalaastilla
- laastikorjaukset ja ylitasoitukset
- uusien pintalaattojen valu ja vedenpoiston parantaminen/uusiminen ja seinänostojen teko
- laatan yläpinnan pinnoittaminen vesieristeellä, raskas rasitus
- laatan alapinnan ja etureunojen suojapinnoitus
- kunnostettujen kaiteiden asentaminen takaisin
- rappausliittymien korjaukset

Korjauksen käyttöikäarvioksi annettiin noin 15 vuotta.

6.5.3 Rakenne ja vauriot

Parvekkeiden kantavat rakenteet pyrittiin selvittämään alkuperäisistä rakennesuunnitelmista. Suunnitelmien mukaan asuntoparvekkeiden ulokelaatta on kannateltu vetoteräksillä tiiliseinän sisään valetusta betonipalkista (160x550 mm:ä). Parvekelaatta on suunnitelmien mukaan tasapaksu ja paksuus on 130 mm:ä. Vanhoista suunnitelmista hieman heikosti saa selvää raudoituksesta. Vetoteräokset ovat luultavasti pyörötankoja Ø5/16 tuumaa (noin Ø 7,8 mm:ä) 80 mm:n jaolla. Vetoteräokset näyttäisivät olevan jaettu 160 mm:n jaolla kahteen eri pituuteen, joista toiset ovat 1000 mm:ä ja toiset 1400 mm:ä pitkiä. Raudoitteiden pituudessa on huomioitu myös käänнос reunapalkin teräksien ympäri. Jakoteräksinä on käytetty Ø3/16 tuuman (noin Ø 4,7 mm:ä) teräksiä. Parvekkeen ulkonema reunapalkista on noin 1200 mm:ä vanhasta suunnitelmasta mitattuna. Reunapalkin sisäreunalle on asennettu kylmäsilan katkaisemiseksi 50 mm:n paksuinen korkkieriste. Parvekkeen alkuperäinen suunnitelma on esitetty kuvassa 61.



Kuva 61. Parvekkeen rakenteen alkuperäinen suunnitelma.

Kuntotutkimuksissa poranäytteistä todetut rakennepaksuudet vastaavat vanhoja suunnitelmia ja vanhoissa suunnitelmissa näkyy myös varaus reunapalkin ja kantavan laatan yläpintojen korkojen välillä noin 50 mm:n pintalaatalle. Kuntotutkimuksissa kuitenkin raportoitiin, että pora olisi osunut kiskoon yhden porauksen yhteydessä. Toisessa porauksessa kantavan laatan paksuus oli 142 mm:ä ja parvekkeessa ei ollut pintalaattaa. Näytteessä oli mukana myös kuntotutkimuksen mukaan 8 mm:n halkaisijainen teräs laatan alapinnassa, joka viittaisi laatan kannatukseen kiskojen välillä. Voi olla, että ainakin toinen linja parvekkeista on toteutettu alkuperäisistä suunnitelmista poiketen ratakiskoilla. Omakohtaisesta kokemuksen perusteella parvekkeiden kannatus voi vaihdella kiskokannatteen ja vetoteräskannatteen parvekkeen välillä jopa samalla parvekelinjalla eri kerroksissa. Tähän voi olla syynä esimerkiksi toteutus ajankohtana työmaalla saatavilla

olleet materiaalit. Kaikkien parvekkeiden todellista kannatustapaa ei voida näiden tutkimusmateriaalien perusteella varmasti tietää.

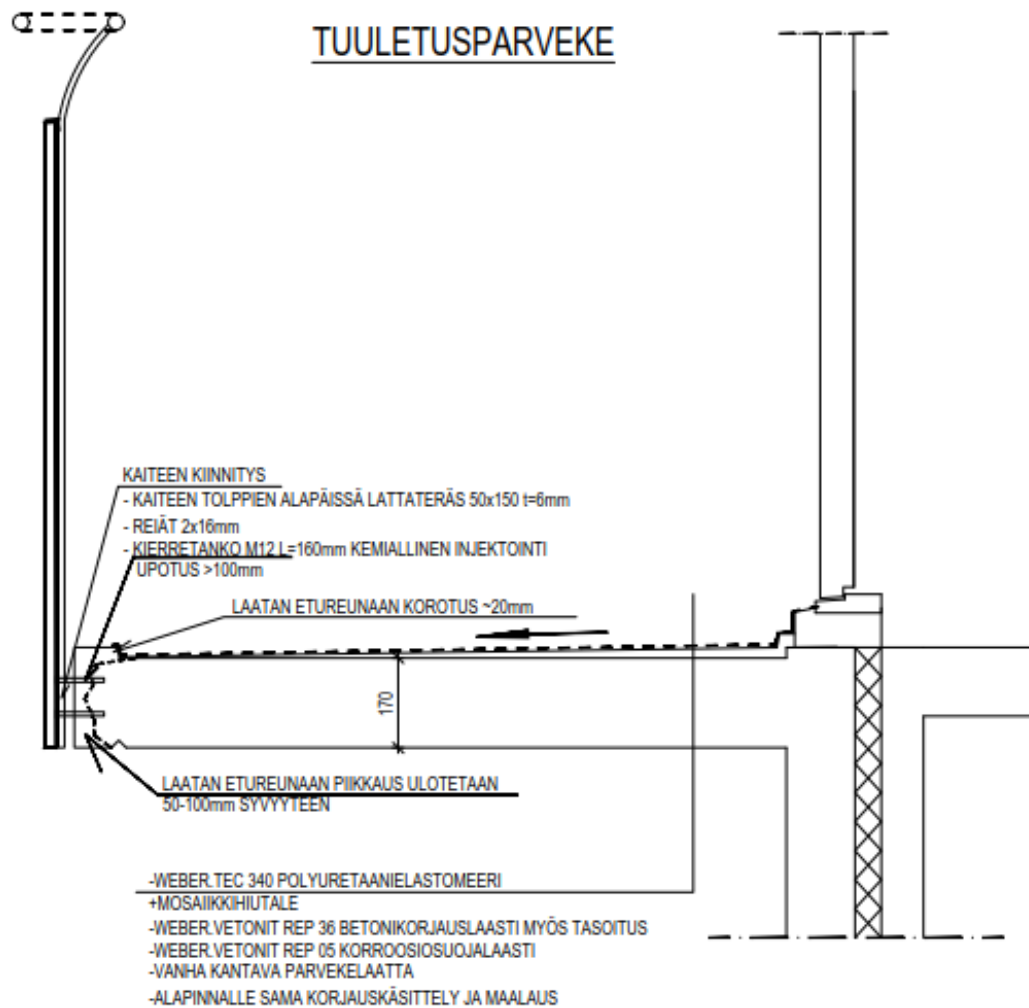
Parvekkeen vedenpoisto ja kaadot ovat olleet puutteelliset. Tämä on aiheuttanut korkeamman kosteusrasituksen parvekkeen rakenteille. Parvekkeen ylä- ja alapinnan pinnoitteet ovat osittain irronneet alustastaan. Parvekelaatan yläpintaan on myös laatan etureunaan kasvanut sammalkasvustoa, joka kohottaa ulkoreunan kosteusrasitusta. Vedenpoisto tapahtuu myös hallitsemattomasti parvekkeen etureunan yli. Parvekkeiden teräskaiteet olivat myös ruostuneita paikoittain.

6.5.4 Korjaustapa

Korjaustavaksi valittiin raskas betonikorjaus ja kaiderakenteiden uusiminen. Korjaustavan valintaan vaikuttaneet tekijät:

- vanhojen parvekkeiden kantavalaatta ei ollut kuntotutkimuksien mukaan rapautunut ja laatan karbonatisoitumissyvyys oli suhteellisen pieni laatan molemmissa pinnoissa
- vauriot olivat pintamateriaalien vaurioita ja vedenpoiston puutteita
- korjauksilla ei merkittävästi lisätä rakenteen kuormituksia
- suhteellisen pienillä korjaustoimenpiteillä saadaan lisättyä rakenteen käyttöikää kuntotutkimuksen mukaan noin 15 vuotta.
- julkisivurappaus ei ollut vahingoittunut tai korjauksen tarpeessa. Parvekkeiden uusiminen olisi tarkoittanut julkisivurappauksen uusimista parvekkeiden julkisivuliittymän alueelta.

Korjaussuunnitelmat ovat esitetty kuvassa 62. Korjaussuunnitelmassa parvekkeen pintalaattoja ei uusita. Pintamateriaalit poistetaan hiekkapuhaltamalla ja laatan etureunasta piikataan pois noin 50 – 100 mm:ä. Kaikki halkeamat avataan ja paljastuneet teräsosat käsitellään korroosionsuojalaastilla. Kaikki avaukset suljetaan ja pinnan kaatoja muokataan ohuella betonin korjauslaastikerroksella. Kaikille parvekkeen sivuille tehdään betoninen reunakorotus 20 mm:ä, mikä estää veden valumista reunojen yli. Kaikki sadevesi ohjataan uusilla kaadoilla parvekkeen kulmaan, johon asennetaan vedeneristettäjä. Lopuksi kaikki pinnat vedeneristetään. Uusi teräskaide asennetaan parvekkeen etureunaan injektoimalla.



Kuva 62. Parvekkeen korjaussuunnitelma

6.5.5 Analysointi

Kohteen parvekkeiden korjauksessa edettiin suurimmilta osin (by 41 2007) mukaisen korjaussuunnittelun vaiheiden mukaan. Kohteen parvekkeille tehtiin kuntotutkimukset, suunnittelijoiden kiinteistökierto, parvekesuunnitelmien urakkalaskentasuunnitelmat ja suunnitelmia vielä tarkennettiin työmaan aikana toteutussuunnitelmiksi. Kohteeseen on voitu tehdä myös kuntoarvio ennen kuntotutkimuksien toteutusta, mutta tästä ei ole dokumentointia.

Kuntotutkimuksia tehtiin suhteellisen kattavasti kahden tuuletusparvekkeen laattojen osalta. Otanta jäi kuitenkin suhteellisen suppeaksi etenkin, kun rakenne epäiltiin olevat toisen porauksen perusteella vanhoista suunnitelmista poikkeava. Tutkimuksien avulla ei saatu varmaa tietoa parvekkeen kantavista rakenteista ja ei tiedetä toteutustavan vaihtelua eri linjoilla. Parvekkeiden etureunoista olisi voitu tehdä koeavaus suunnittelun yhteydessä varmistamaan onko laatasta yläpinnan teräkset vai ratakiskot. Parvekkeiden etureunat oltaisi avattu joka tapauksessa parvekekorjauksen yhteydessä.

Rakenteiden nykyistä kantavuutta ei ole tarkistettu tai siitä ei ainakaan ole dokumentaatiota. Korjaussuunnittelun lähtökohtana on ollut, että rakenteen kuormat eivät kasva

oleellisesti korjauksen yhteydessä. Rakenteen nykyinen kantavuus tulisi tarkistaa korjaussuunnittelun yhteydessä. Rakenteena kantavuuden tarkistamista vaikeuttaa kuitenkin ristiriidat kuntotutkimusraportin ja vanhojen suunnitelmien välillä. Vanhojen suunnitelmien mukainen kantavuus on laskettu tämän tutkimuksen yhteydessä ja laskemat ovat esitetty liitteessä 9. Rakenteen nykyinen kestävyys on mitoituslaskelmien mukaan riittävä. Parvekkeelle on laskettu 4 kN/m^2 hyötykuormalle vuonna 1955 voimaan tulleen kuormitusmääräyksen mukaan (Mäkiö 1994). Käyttöaste on kuitenkin hieman yli 90 %:a mitoituslaskelmien mukaan ja vanhat suunnitelmat ovat heikkolaatuiset, joten todellinen rakenne on jäänyt pitkälti tulkinnan varaan. Raudoituksen jakaminen kahteen eri pituuteen viittaisi kuitenkin tiheään raudoitukseen, joka on jaettu eri pituuksiin teräksen säästämiseksi. Muuten betoniteräksien halkaisija $\sim 8 \text{ mm}$:ä on aivan liian pieni kannattelemaan 1200 mm :n pituista ulokeparveketta 160 mm :n jaolla.

Rakenne on voitu myös toteuttaa rataakiskoilla. Kiskojen koosta ei ole tarkempaa tietoa, mutta koska laatta on vain 140 mm :ä paksu ja alapinnassa ei näy mitään vaurioita tai kiskojen pohjia, niin kiskot ovat luultavasti 100 mm :ä korkeita. Tällöin teoriassa alapintaan jäisi suhteellisen hyvä suojabetonikerros kiskon alalaipan alle. Parvekkeen leveydeksi on arvioitu mittaamalla vanhoista suunnitelmista 1450 mm :ä. Ratakiskokannatteen parvekkeen mitoituslaskemat ovat esitetty liitteessä 10. Kahdella kiskolla toteutettu parvekkeen kantavuus on laskelmien mukaan riittävä. Ratakiskojen kantavuus on suuri, koska parveke on suhteellisen kapea verrattuna ulokkeen pituuteen. Rakenteen käyttöaste on vain lähes puolet verrattuna vetoteräsparvekkeeseen. Voi olla, että työmaalla on haluttu välttää työläs raudoitustyö ja korvattu vetoteräksellä rataakiskoilla.

Parvekkeiden nykyisessä kantavuudessa on suhteellisen paljon varmuutta mitoitettaessa vuoden 1955 määräysten mukaisilla hyötykuormilla. Nykyään voimassa olevien määräysten mukaan parvekkeiden hyötykuorma on $2,5 \text{ kN/m}^2$ (RIL 201-2-2011), joka on vain $62,5 \%$:a vuoden 1955 mukaisesta määräyksestä. Suurin epävarmuustekijä rakenteen kantavuudelle tässä kohteessa on kantavan rakenteen todellinen toteutustapa.

7. TULOSTEN TARKASTELU

Tutkimuksen keskeisenä tavoitteena oli selvittää menettelytapa parvekekorjauksen suunnitteluprosessille painottuen parvekkeen kantavuuteen. Kirjallisuuskatsauksen ensimmäisessä osassa keskityttiin parvekerakentamisen historiaan Suomessa. Osiossa luotiin pohja korjaussuunnittelulle ja kantavuuden selvittämiseksi käsittelemällä rakenteiden toteutustapaa, määräyksiä ja käytettyjä materiaalien eri aikakausina. Toisessa osassa käsiteltiin parvekkeiden korjaustarpeen määrittämistä. Tässä osiossa käytiin läpi parvekkeiden vaurioitumismekanismit ja niiden etenemistä käsittelevät tutkimusmenetelmät sekä mahdolliset korjausvaihtoehdot eri tilanteissa. Kolmannessa osassa käsiteltiin tarkemmin parvekekorjausten suunnittelua. Osion alussa keskityttiin vanhan rakenteen kantavuuden selvittämisen menetelmiin ja siihen liittyviin vaatimuksiin. Tämän jälkeen käsiteltiin parvekekorjauksen suunnittelun kannalta tärkeitä kokonaisuuksia. Osion lopussa määritettiin laskentaohjelman kannalta tärkeät määräykset ja laskennalliset kaavat rakenteen kantavuuden mitoittamiseen.

Tutkimuksen loppupuolella käsiteltiin tarkemmin tuotettua laskentaohjelmaa ja sen käyttöä tapaustutkimuksissa. Tapaustutkimuksissa käsiteltiin kahta tutkimuksen aikana toteutettua korjausprojektiä, joissa uusitut parvekerakenteet mitoitettiin laskentaohjelmalla. Projekteissa käsiteltiin myös muita parvekekorjauksen suunnittelun kannalta tärkeitä kokonaisuuksia, kuten kosteusteknistä suunnittelua ja liitosdetaljien toteutusta. Tapaustutkimuksien toisessa osiossa käsiteltiin jo toteutettuja korjauskohteita ja niiden toteutustapoja. Toteutustapaa analysoitiin kirjallisuudesta saamien tietojen sekä kohteeseen toteutettujen tutkimuksien perusteella. Kohteisiin toteutettiin myös laskentaohjelmalla karkea kantavuuden selvitys vanhojen suunnitelmien mukaisille rakenteille tai korjaussuunnitelmien mukaisille rakenteille.

7.1 Kirjallisuusanalyysin tulokset

Kirjallisuusanalyysillä oli kaksi päätavoitetta. Ensimmäisenä päätavoitteena oli hankkia tietoa parvekekorjauksen toteutusmenetelmistä alan asiantuntijoiden julkaisuista ja suunnitteluohjeista. Kirjallisuudesta saatua tietoa peilattiin omakohtaisiin kokemuksiin ja alan kokeneempien asiantuntijoiden näkemyksiin. Tietoa hyödynnettiin tapaustutkimuksissa parvekekohteiden suunnittelussa ja vanhempiin jo toteutettujen korjauskohteiden toteutuksen analysoinnissa. Toisena päätavoitteena oli kerätä riittävästi teoriataustaa

vanhoista ja nykyisistä suunnitteluohjeista kantavuuden laskentaohjelman kehittämistä varten. Laskentaohjelman kehittäminen oli kohdeyhtiön päätavoite tutkimukselle.

Laskentaohjelma on jaettu parveketyyppien kannatuksen mukaan kahteen osaan, jotka ovat vetoteräsparveke ja ratakokonaisuuden parveke. Molemmille parveketyypeille kehitettiin laskentaohjelmaan vanhan parvekerakenteen kantavuuden selvittämistä varten laskentapohjat rajatilamitoitusta ja sallituilla jännityksillä mitoitusta varten. Ohjelmaan on integroitu paljon tietoa vanhojen rakenteiden lujuusominaisuuksia eri aikakausilta helpottamaan laskennan toteuttamista ja luotettavan tuloksen saamista. Laskentaohjelmaan on yhdistetty kirjallisuuslähteistä saatuja eri aikakausien mitoituskäytäntöjä. Laskentaohjelmalla on myös mahdollista mitoittaa uusitun parvekerakenteen kantavuus voimassa olevien määräysten mukaan. Tässä tutkimuksessa on keskitytty etenkin uusitun vetoteräsparvekkeen vaikuttavien tekijöiden mahdollisimman tarkkaan mitoittamiseen. Tähän valintaa on päädytty, koska ne ovat laskennalliselta toiminnaltaan huomattavasti monimutkaisempia kuin ratakokonaisuuden parvekkeet.

7.2 Tapaustutkimuksien tulokset

Tapaustutkimuksissa Case-1, toteutettu kohde 1 ja toteutettu kohde 3 tarkastettiin vanhojen rakenteiden kantavuudet. Kantavuustarkastelmien avulla pystyttiin selvittämään mahdollinen parvekkeen korjaus ilman kantavan laatan uusimista. Kantavuuden selvittämiseen käytettiin apuna vanhoja suunnitelmia ja parvekkeille tehtyjen tutkimuksien tuloksia. Tuloksista selvisi, että yleensä rakenteen kantavuus on riittävä, mutta suhteellisen tiukoille mitoitettu. Case-1 tapauksessa vanhan suunnitelman mukaisen rakenteen kantavuus ylittyi selvästi, mutta työmaa-aikana huomattiin purkujen jälkeen, että parveke on tehty paljon järeämmällä terästyksellä kuin mitä suunnitelmissa oli ilmoitettu. Nykyisen parvekkeen kantavuuden ylitys oli merkittävä tekijä parvekkeiden uusimisen valinnassa. Todellinen rauditus olisi voitu selvittää yhden parvekkeen rakenneavauksilla, mutta parvekkeiden pienen määrän (3 kappaletta) vuoksi suurempien avausten teettäminen ei olisi luultavasti ollut taloudellisesti kannattavaa. Tilanne olisi erilainen, jos samanlaisia parvekkeita olisi ollut useassa linjassa.

Toteutettujen kohteiden parvekkeiden käyttöasteet kantavuuden suhteen olivat noin 72 %, 91 % ja 50 %. Aiempien korjausten tulokset ovat karkeita arvioita, mutta niiden perusteella parvekkeen korjaus ilman uusimista on näissä kohteissa teoriassa mahdollista. Tutkittujen kohteiden tapauksessa vanhojen rakenteiden käyttöasteet vaihtelivat suhteellisen paljon kohteiden välillä.

Laskentaohjelman avulla rakenteen kantavuuden selvittäminen ja mitoittaminen onnistuu suhteellisen helposti ja nopeasti, kun on tarvittavat lähtötiedot. Haasteena projekteissa on etenkin vanhan rakenteen ominaisuuksien, toteutustavan ja kantavien rakenteiden kunnon selvittäminen. Näiden selvittämiseen käytetään yleensä apuna vanhoja suunnitelmia, kuntotutkimuksia ja mittauksia paikanpäältä. Suunnittelijan tehtävänä on jokaisessa projektissa määrittää lähtötietojen riittävyys ja luotettavuus kantavuuden selvittämisen kannalta.

Case-1:ssä mitoitettiin kaikkien parvekkeiden uusitut rakenteet. Case-1:sen tapauksessa kaikki parvekkeet olivat vetoteräsparvekkeita. Parveketyypissä-1 hyödynnettiin vanhoja teräksiä osana kantavaa rakennetta ja parveketyypeissä-2 ja -3 vanhoja teräksiä ei huomioitu kannatuksessa. Laskelmien tuloksista perusteella voidaan päätellä, että vanhan raudoituksen hyödyttämällä voidaan vähentää huomattavasti vaadittavan lisäterästyksen tarvetta. Vanhoja teräksiä hyödyntäessä pitää kuitenkin laskennassa ottaa rakenteelle riittävä varmuus, koska vanhan raudoituksen asemointia, kokoa ja kuntoa ei tarkkaan tiedetä. Laskelmien perusteella injektoinnin kestävyys on paljon kriittisempi silloin kuin vanhaa raudoitusta ei huomioida. Parveketyypin-2 vetoterästen injektoinnin käyttöaste on noin kaksinkertainen verrattuna parveketyypiin-1. Leikkausterästen injektoinnin rasitukset ovat molemmissa tapauksissa lähes samat, koska leikkausrasitus mitoitettu kokonaan uusien teräksien varaan. Mitoitustuloksien perusteella uusittujen parvekelaattojen taipuma on hyvin vähäistä vanhoja teräksiä hyödynnettäessä tai kokonaan uusien terästen varaan kannatelluissa parvekkeissa. Vähäiset taipumat johtuvat suhteellisen paksusta betonilaatasta ja lyhyestä ulokepituudesta. Laskelmien mukaan laatoissa ei esiinny halkeilua, joka osaltaan vähentää taipuman määrää.

Case-2:ssä mitoitettiin kaikkien ratakokannatteisten parvekkeiden uusitut rakenteet. Laskelmissa tarkastettiin nykyisten ratakokojen kantavuuden riittävyys uusitulle parvekelaatalle. B-portaassa kahdella kiskolla kannateltujen parvekkeiden ratakokojen kantavuus on riittävä uudelle parvekelaatalle. Laatan tartuntaa ja kantavuutta lisättiin kuitenkin injektoimalla teräksiä laatan vetopuolelle suhteellisen harvalla jaolla. C-portaassa kolmella ratakokolla kannatellun parvekkeen keskimmäisen kiskon kantavuus ylittyi, kun huomioidaan jatkuvan rakenteen kuormien jakautuminen keskituella. Taivutuskestävyyden ylittävälle momentille mitoitettiin uudet injektoitavat vetoteräkset samalla periaatteella kuin vetoteräsparvekkeiden uusimisessa. Tällä tavalla voidaan mitoittaa kantavuus parvekelaatalle, jossa kannatus on hoidettu ratakokojen ja vetoterästen yhdistelmällä. Ratakokannatteisissa parvekkeissa laatan taipuman suuruus on lähes

suoraa rataiskkon taipuman verran. Uudet vetoteräksket teoriassa pienentää laatan taipumaa, mutta tätä yhteisvaikutusta ei ole tutkittu tässä tutkimuksessa. Taipumat ovat tarkastettu varmalle puolelle suoraan kiskon taipuman mukaan.

Uusittavissa rakenteissa lähtötietojen tarkkuus ei ole niin kriittinen kuin vanhan rakenteen kantavuuden selvittämisessä. Uusittava rakenne voidaan suunnitella joko vanhoja kantavia rakenteita hyödyntäen tai mitoittaa kokonaan uudet kuormitukset uusille kantaville rakenteille. Tämä käytäntö on erityisesti käytössä vetoteräsparvekkeiden uusimisessa, jossa uuden rakenteen kuormat voidaan ottaa kokonaisuudessaan uusien vetoterästen varaan. Kantavuuslaskelmat ja korjaussuunnitelmat tehdään aluksi urakkalaskentaa varten, jolloin urakoitsija pystyy laskemaan hinnan korjauksen toteutukselle. Suunnitelmia ja laskelmia voidaan kuitenkin päivittää työmaa-aikana parvekerakenteiden purkamisen jälkeen, jolloin nähdään rakenteen todellinen toteutustapa, kantavien rakenteiden kunto ja liittymät viereisiin rakenteisiin.

Case-2:sen tapauksessa perehdyttiin myös tarkemmin parvekelaatan kosteusteknisien detaljien toteutukseen. Kohde kuvauksessa on esitelty esimerkkejä liitosdetaljien ja vedenpoiston toteuttamisesta. Detaljien suunnittelussa on käytetty hyväksi parvekerakentamiseen liittyviä ohjekortistoja kuten RT 86-10563 (1995) ja KH 94-00133 (1989), suojapellityksien toteutuksen ohjekorttia RT 80-11202 (2016) sekä aiemmin suunniteltuja detaljeja. Näiden pohjalta on suunniteltu kohteen toteutukseen ja tyyliin soveltuvat detailjit. Parvekkeen liitokset ja vedenpoisto voidaan suunnitella monelle eri tavalla, mutta kaikissa suunnitelmissa toistuu samat peruseriaatteen, kuin tässä tarkastelukohteessa.

7.3 Menettelytapa parvekekorjausprojekteissa

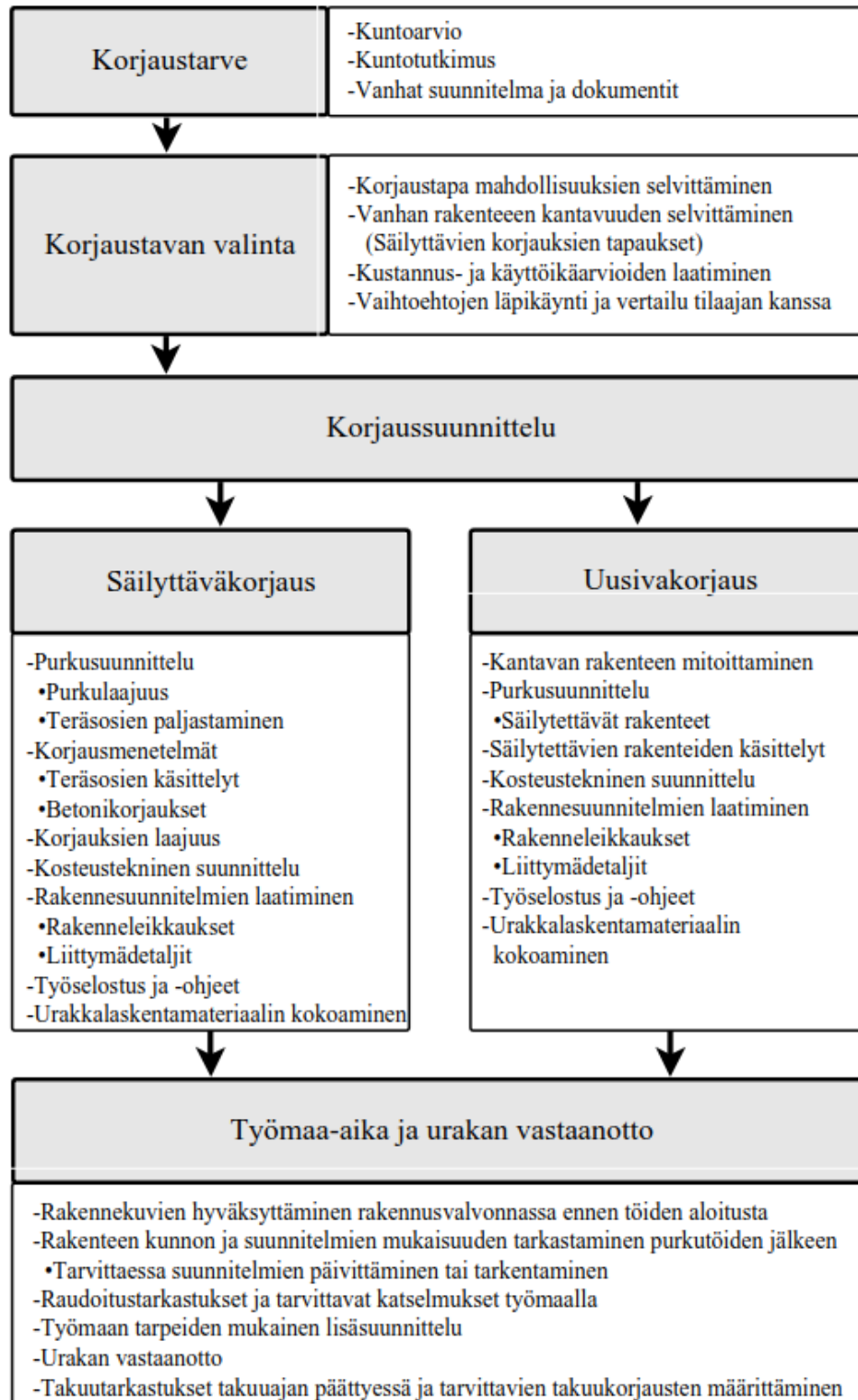
Tässä osiossa on kehitetty yhteenvedona menettelytapa parvekekorjausprojektin toteuttamiselle suunnittelun näkökulmasta. Menettelytapa on toteutettu kirjallisuusanalyysin saamien tietojen, toteutettujen suunnitteluprojektien ja omien kokemusten pohjalta. Tämä voi toimia korjaussuunnittelun toteutuksen runkona suunnitteluprojektin tarjoamisesta lähtien projektin loppuun saattamiseen.

Parvekekorjausprojekti sisältää yleensä seuraavat päävaiheet:

- korjaustarpeen määrittäminen
- korjaustavan valinta
- korjaussuunnittelu
- työmaa-aika

- urakan vastaanotto
- takuutarkastukset

Yleiskaavio parvekekorjausprojektin etenemisestä on esitetty alla olevassa kuvassa.



Kuva 63. Parvekekorjauksen suunnitteluprojektin vaiheet.

Korjausprojekti alkaa aina korjaustarpeen selvittämällä. Syynä selvityksen toteuttamiselle voi olla näkyvät vauriot parvekkeissa tai esimerkiksi julkisivujen korjaustarpeen selvityksen yhteydessä tutkitaan myös parvekkeet. Korjaustarpeen selvitys koostuu kuntoarviosta ja kuntotutkimuksista. Kuntoarviossa parvekerakenteiden kuntoa arvioidaan silmäääräisesti ja tarkistetaan vanhojen suunnitelmien paikkansapitävyys paikan päällä. Kuntoarvion pohjalta määritetään kuntotutkimustarve ja tarvittavat tutkimukset sekä niiden määrä. Kuntoarvion pohjalta aloitetaan korjauksen hankesuunnitteluvaihe. Hankesuunnittelu sisältää rakenteen korjaustarpeen selvittämisen kuntotutkimuksilla (by 41, 2007 s.9).

Hankesuunnitteluvaiheessa valitaan myös rakenteen korjaustapa esiintyvien vaurioiden ja niiden etenemisen perusteella. Korjaustavan valinta aloitetaan yleensä etsimällä kaikki ratkaisut, joilla pystytään teknisesti korjaamaan rakenteessa esiintyvät vauriot (by 41, 2007 s.13). Näitä korjausperiaatteita vertaillaan teknisestä ja taloudellisesta näkökulmasta, jotta saadaan määritetty jokaisen vaihtoehdon korjauksen jälkeinen käyttöikäarvio ja korjauksen kustannukset. Korjaustavan valinnan yhteydessä kannattaa toteuttaa jo vanhan rakenteen kantavuuden selvittäminen, koska kantavuuden mahdollinen riittämättömyys rajaa korjausvaihtoehtoja. Rakenteen kantavuus voi olla jo nykyisellään riittämätön tai ylärajoille kuormitettu, ettei rakenne kestä kuormia lisääviä korjauksia. Parvekkeen korjaustavoista parvekkeen kokonaan uusiminen on ainoa käytännöllinen tapa, jolla kantavuutta voidaan lisätä. Korjaustapavaihtoehtojen määrittämisen jälkeen vaihtoehtoja vertaillaan tilaajan kanssa ja valitaan tilanteeseen sopiva korjauslaajuus.

Hankesuunnittelun jälkeen alkaa korjaussuunnitteluvaihe. Korjaussuunnitteluvaiheessa suunnittelijan tulee laatia korjaussuunnitelma, josta voidaan osoittaa suunnittelulle ja rakenteelle asetettujen vaatimuksien täyttyminen. Lisäksi suunnitelmasta pitää käydä ilmi korjaustyöhön liittyvät suoritukset, jotka ovat eritelty määrällisesti ja laadullisesti. (by 41, 2007 s.16). Korjaussuunnitteluvaihe eroaa suunnittelun näkökulmasta suhteellisen paljon riippuen korjaustavan valinnasta. Korjaussuunnitteluvaiheen voi jakaa säilyttävän ja uusivan korjauksen suunnitteluun. Korjaussuunnitelmia laadittaessa on tärkeää huomioida urakkalaskennan näkökulmasta yksikäsitteiset määrätiedot ja laatuvaatimukset (by 41, 2007 s.9). Tällöin saadaan mahdollisimman vertailukelpoiset urakkatarjoukset korjaustoimenpiteitä.

Säilyttävän korjauksen suunnittelulle ominaista on purkutöiden laajuuden tarkka määrittäminen. Suunnitteluasiakirjoista pitää selvittää tarkasti, kuinka laajasti purkuja ja esimerkiksi teräksien paljastuksia tehdään. Suunnittelija voi määrittää kuntotutkimusraporttien pohjalta urakkaan sisältyvien purkujen ja terästen paljastuksien yksiselitteiset määrät,

jolloin kaikissa urakkatarjouksissa on laskettu sama määrä purkuja (by 41, 2007 s.16). Samaa periaatetta kannattaa käyttää myös betonikorjauksien ja teräsosien käsittelyiden määrille. Suunnitteluasiakirjoissa tulee kertoa tarkat toimenpiteet betonikorjauksen eri vaiheista ja käytettävistä laastityypeistä. Suunnittelijan ei tarvitse mainita tuotemerkkejä, mutta korjaus tulisi toteuttaa samaan tuoteperheeseen liittyvillä tuotteilla, jolla varmistetaan tuotteiden yhteensopivuus. Tuotevalmistajilla on omia korjausohjeita, tuoteyhdistelmiä ja asennusohjeita, joita suunnittelija voi hyödyntää korjaussuunnitelmaa laatiessaan. Tuotemerkin valitseminen suunnitteluvaiheessa auttaa urakkatarjouksien vertailuissa. Urakkalaskentamateriaaliin voidaan lisätä maininta, että urakoitsija voi ehdottaa korvaavaa tuotetta korjauksen toteutukselle, mutta tuotteen vaihtamiseen kuuluva suunnittelu tehdään urakoitsijan maksamana.

Säilyttävässä korjauksessa ei välttämättä tarvita rakenneleikkauksia tai muita piirustuksia, jos vanhalle rakenteelle ei tehdä muutoksia. Tällöin tärkeämmässä roolissa on työ- tai rakenneselostuksen laatiminen ja korjauksien määrän määrittäminen. Tarkempia rakennesuunnitelmia tarvitaan, kun tehdään muutoksia vanhaan rakenteeseen esimerkiksi kosteusteknisilläkorjauksilla. Kosteusteknisiäkorjauksilla pyritään vähentämään rakenteen kosteusrasitusta, mikä voidaan toteuttaa esimerkiksi kaatojen korjauksella ja parvekelaatan vedeneristämällä.

Uusivan korjauksen suunnittelu aloitetaan määrittämällä vanhan rakenteen purkamisen rajapinta ja uuden rakenteen mitat. Näiden pohjalta voidaan toteuttaa uuden rakenteen kantavuuden mitoittaminen ja mahdolliset lisätuennat. Uusivassa korjauksessa tarvitaan tarkat rakennesuunnitelmat, jossa esitetään parvekkeen mitat, raudoitus, kaadot, pintakäsittelyt, liittymä vanhaan rakenteeseen ja kosteustekniset detaljit. Rakennesuunnitelmat ovat tärkeämmässä roolissa kuin rakenneselostus, jossa tarkennetaan rakennesuunnitelmien mukaisten toimenpiteiden toteutusta.

Ennen töiden aloitusta suunnitelmat tulee hyväksyttää kaupungin rakennusvalvonnassa, jos korjaustyöt ovat rakennusluvan alaisia töitä. Rakennuslupa tarvitaan korjauksissa, joissa kantaviin rakenteisiin tai rakenteen ulkonäköön tehdään muutoksia.

Työmaa-aikana suunnittelijan tehtäviin kuuluu eri rakennusvaiheiden katselmoinnit ja tarkastukset. Suunnittelija suorittaa urakoitsijan kanssa purkukatselmuksen suoritettavien purkutoimenpiteiden tai korjattavien kohtien avauksen jälkeen. Suunnittelija tarkastaa, että tilanne vastaa suunnitelmia ja suunnitelmien mukaiset toimenpiteet voidaan suorittaa. Tarvittaessa rakennesuunnittelija tarkentaa suunnitelmia vastaamaan todel-

lista tilannetta. Muita suunnittelijan tai kohteen valvojan suorittamia katselmuksia on esimerkiksi raudoitustarkastus, laastipaikkauksen mallikatselmus, vedenerityksen ja kaatojen tarkistus, liittymien malliasennus sekä kaiteen asennus. Suunnittelijan tehtäviin kuuluu myös käyttöönottotarkastus ja mahdollisesti takuutarkastukset takuuajan päättyessä, jolloin määritetään mahdolliset takuukorjaukset. (Haukijärvi, 2005)

LÄHTEET

by 41 (2007). Betonirakenteiden korjausohjeet. Suomen Betoniyhdistys r.y.

by 42 (2002). Betonijulkisivujen kuntotutkimus. Suomen Betoniyhdistys r.y.

by 68 (2016). Betonin valinta ja käyttöikäsuunnittelu – Opas suunnittelijoille. Suomen Betoniyhdistys r.y.

by 211 (2013). Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1. Suomen Betoniyhdistys r.y.

by 211 (2014). Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2. Suomen Betoniyhdistys r.y.

Betonielementtiteollisuus Ry (2010). Betonielementtiparvekkeiden suunnitteluohje. [Viitattu 12.3.2019] Saatavissa: <http://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/23624/Betonielementtiparvekkeet.pdf>

Fira Modules (2018). Noppaparveke [Viitattu 11.6.2019] Saatavissa: https://hub.fira.fi/hubfs/Modules/Noppaparveke_esite_final.pdf

Haukijärvi, M. (2005). JUKO – Ohjeistuskansio julkisivukorjaushankkeen läpiviemiseksi. Betonirakenteiden parvekkeiden korjaustavat. Julkisivuyhdistys. [Viitattu 3.3.2018]. Saatavilla: http://www.julkisivuyhdistys.fi/julkkari2/juko/JUKO_pdf_web/Korjaustavat/Parvekkeet/Parvekkeet_Korjaustavat.pdf

Haukijärvi, M. (2005). JUKO – Ohjeistuskansio julkisivukorjaushankkeen läpiviemiseksi. Parvekkeet uusiminen kokonaan tai osittain - suunnitteluohjeet. Julkisivuyhdistys. [Viitattu 13.3.2019]. Saatavilla: <https://julkisivuyhdistys.fi/wp-content/uploads/2019/01/K3-Suunnitteluohjeet-Parvekkeet-Uusiminen-kokonaan-tai-ositta%E2%80%A6.pdf>

Haukijärvi, M. (2005). JUKO – Ohjeistuskansio julkisivukorjaushankkeen läpiviemiseksi. Suunnittelun valmistelu. Julkisivuyhdistys. [Viitattu 4.5.2019]. Saatavilla: <https://julkisivuyhdistys.fi/wp-content/uploads/2019/01/C1-Suunnittelun-valmistelu.pdf>

Helemaa, E. (2004). Vanhan rakentajan sanakirja: rakentamisesta, rakennuksista, rakenteista. Helsinki, Suomalaisen kirjallisuuden seura.

Hilti (2012). Ankkurointi käsikirja. Hilti HIT-HY 200 + HIT-V. Hilti Suomi Oy. [Viitattu 14.3.2019] Saatavissa: https://www.hilti.fi/medias/sys_master/documents/h41/9107790659614/ASSET_DOC_LOC_2413365_APC_RAW.pdf

Holický, M., Návarová, V., Gottfried, R., Kronika, M., Marková, J., Sýkora, M., Jung, K. (2013). Basics for assessment of existing structures. Klokner Institutem Czech Technical University of Prague. 1st edition. [Viitattu 9.3.2019]. Saatavissa: https://www.spsstavcb.cz/download2/235_1863_cs_basics_assessment_existing_structures_cb.pdf

Kari, V. (2018). Teräsbetonisten runkorakenteiden kantavuuden selvittäminen. Tampereen teknillinen yliopisto. [Viitattu 9.3.2019] Saatavissa: <https://dspace.cc.tut.fi/dpub/bitstream/handle/123456789/26373/Kari.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

KH 94-00133 (1989). Parvekkeiden korjaustarve ja uusiminen. Rakennustieto Oy.

Lahdensivu, J. (2010). Julkisivujen ja parvekkeiden kestävyys muuttuvassa ilmastossa. Suomen ympäristö 17/2010.

Lahdensivu, J. (2011). Suomalaisten betonijulkisivujen ja -parvekkeiden vaurioituminen BeKo-tutkimuksen mukaan. Betoni 4/2011, s.38–43.

Lindfors, J. (2006). Energiakriisi vuonna 1973. Yle. [Viitattu 13.6.2019] Saatavissa: <https://yle.fi/aihe/artikkeli/2006/09/08/energiakriisi-vuonna-1973>

Mäkiö, E., Neuvonen, P., Malinen M., Saarenpää, J., Vikström. K., Mäenpää, R., Tähti, R. (1989). Kerrostalot 1940-1960. Rakennustietosäätiö ja Rakennustieto Oy. s.72-96

Mäkiö, E. Malinen, M. Neuvonen, P. Vikström, K. Mäenpää, R. Saarenpää, J. Tähti, E. (1994). Kerrostalot 1960-1975. Rakennustietosäätiö ja Rakennustieto Oy. s.86-88 ja s.242-244.

Pentti, M. (2017). RAK-33711 Rakenteiden korjaustekniikka kurssin luentomateriaali, Kantavien rakenteiden korjauksen erityispiirteitä. Tampereen teknillinen yliopisto (TTY), Tampere, Suomi.

Pigeon, M., Pleau, R. (1995). Durability of Concrete in Cold Climates. Laval University, Quebec, Kanada.

Pukki, J. (2017). Betonirakenteiden käyttöikäsuunnittelu. Aalto-yliopisto, rakennustekniikan laitos. Betoni-lehti: Betoni 2/2017 s.66-71. [Viitattu 14.3.2019] Saatavissa: https://betoni.com/wp-content/uploads/2017/05/BET1702_66-71.pdf

RIL 85-1989 (1989). Tiilirakenteet. Suomen Rakennusinsinööri Liitto RIL ry.

RIL 201-2-2011 (2011). Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Suomen Rakennusinsinööri Liitto RIL ry.

RIL 202-2011/by 61 (2011). Betonirakenteiden suunnitteluohje. Suomen Rakennusinsinööri Liitto RIL ry ja Suomen Betoniyhdisty ry.

Reuter, J. (1896). Lujuusopin alkeet. O. W. Backmanin kirjapaino. s4 ja 37

Rodriguez, J., Ortega, L. M., Casal, J. (1997). Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement. Construction and Building Materials, Volume 11, Issue 4, Kesäkuu 1997, s.239-248

RT 80-11202 (2016). Rakennuksen suojapellitykset. Rakennustieto Oy.

RT 86-10563 (1995). Parvekerakenteet. Rakennustieto Oy.

RTT (2012). Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan, Osa 8: Taipuma. Rakennustuoteteollisuus RTT ry, betoniteollisuus -jaosto. [Viitattu 24.3.2019] Saatavissa: www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet_8_Taipuma.pdf

Rücker, W., Hille F., Rohrmann, R. (2006). SAMCO Final Report 2006 F08a Guideline for the Assessment of Existing Structures. Federal Institute of Materials Research and Testing Division VII.2 Buildings and Structures Under de Eichen 87, 12205 Berlin, Germany. [Viitattu 9.3.2019]. Saatavissa: http://www.samco.org/network/download_area/ass_guide.pdf

Saarinen, E. (2000). Betonirakenteiden suunnittelu, Rakennustieto Oy, [Viitattu 10.3.2019] Saatavissa: <https://www.rakennustieto.fi/Downloads/RK/RK010302.pdf>

Saastamonen, A. (2016). Parvekkeiden ja säilyttävä korjausrakentaminen. Jyväskylän keskusta-alueen asuinkerrostaloissa. Jyväskylän yliopisto. [Viitattu 3.3.2018]. Saatavilla: <https://jyx.jyu.fi/dspace/bitstream/handle/123456789/50934/URN%3aNBN%3afi%3ajyu-201608113770.pdf?sequence=1>

Schöck (2018). Suunnitteluohje EC2Schöck Isokorb® KXT-E ja IDock®, [viitattu 11.6.2019] Saatavissa: https://www.schoeck.fi/view/7136/Schoeck_Iso-korb_KXT_E_ja_IDock_liitososien_kaeyttoehje_Eurokoodi_2%5B7136%5D.pdf

SFS-EN 1992-1-1 (2015). Eurocode 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2.painos. Suomen Standardisoimisliitto SFS.

SFS-EN 1993-1-1 (2006). Eurocode 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Suomen Standardisoimisliitto SFS.

SKOL (2010). Eurokoodien ja RakMk:n nykyisen B-sarjan rinnakkaiskäytön pelisäännöt kantavien rakenteiden suunnittelussa, Suunnittelu- ja Konsulttitoimistojen Liitto Ry, [Viitattu 10.3.2019] Saatavissa: https://skol.teknologiateollisuus.fi/sites/skol/files/EC_RakMK_rinnakkaiskaytto_v1.0_100630.pdf

Tuutti, K. (1982). Corrosion of steel in concrete, Swedish Cement and Concrete Institute, Stockholm.

YM. (1978). B1-Rakenteiden varmuus ja kuormitukset. Ympäristöministeriö. Helsinki. 8.6.1978. [Viitattu 9.3.2019] Saatavissa: <http://www.ym.fi/download/no-name/%7B2E242B97-CF45-4A90-BFE6-5DE4693FB272%7D/100501>

YM. (1996). B7-Teräsrakenteet. Ympäristöministeriö. Helsinki. 10.6.1996. [Viitattu 10.3.2019] Saatavissa: <http://www.finlex.fi/data/normit/1929-b7.pdf>

YM. (1998). B1-Rakenteiden varmuus ja kuormitukset. Ympäristöministeriö. Helsinki. 15.12.1997. [Viitattu 9.3.2019] Saatavissa: <http://www.finlex.fi/data/normit/1914-b1.pdf>

YM. (2007). Ympäristöministeriön raportteja 28/2007, Korjausrakentamisen strategia 2007-2017. Ympäristöministeriö. [Viitattu 4.5.2019] Saatavissa: https://helda.helsinki.fi/bitstream/handle/10138/41388/YMra_28_2007.pdf?sequence=1&isAllowed=y

YM. (2009). B4- Betonirakenteet. Ympäristöministeriö. Helsinki. 30.4.2009. [Viitattu 9.3.2019] Saatavissa: http://www.finlex.fi/data/normit/34500-B4_muutokset_2009_asetus_lopullinen.pdf

YM. (2016). Kantavien rakenteiden suunnitteluperusteet. Ympäristöministeriö. Helsinki. 20.12.2016. [Viitattu 9.3.2019] Saatavissa: <http://www.ym.fi/download/no-name/%7BC352472F-E7C4-4653-BF44-1AB47FB50CB0%7D/137127>

Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista. 477/2014. Helsinki. 17.06.2014. [Viitattu 9.3.2019]. Saatavissa: <https://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2014/20140477>

Ympäristöministeriön asetus rakennusten kosteusteknisestä toimivuudesta. 782/2017. Helsinki. 24.11.2017. [Viitattu 12.3.2019]. Saatavissa: <https://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2017/20170782>

LIITE 1

CASE 1: TALON 1 VANHAN PARVEKKEEN KANTAVUUDEN TARKISTUS

	Rakennuskohde: Case 1	Työn nro:
		Rakennuslupatunnus:

Talo-1 nykyisen huoneistoparvekkeen kantavuus

Rakennusvuosi		1952
Kuormitusleveys	B	1 m
Pituus	L	1,1 m
Rakenneluokka		2

Betonin materiaali tiedot

Betoni	K	20
Lujuusarvot ominaisarvo	f_{ck}	14 MPa
Lujuusarvot mitoitusarvo	f_{cd}	9,33 MPa
Vetolujuuden omaisarvo	f_{ctk}	1,47 MPa
Vetolujuuden mitoitusarvo	f_{ctd}	0,983 MPa
Sekanttmoduuli	E_{cm}	22,4 GPa

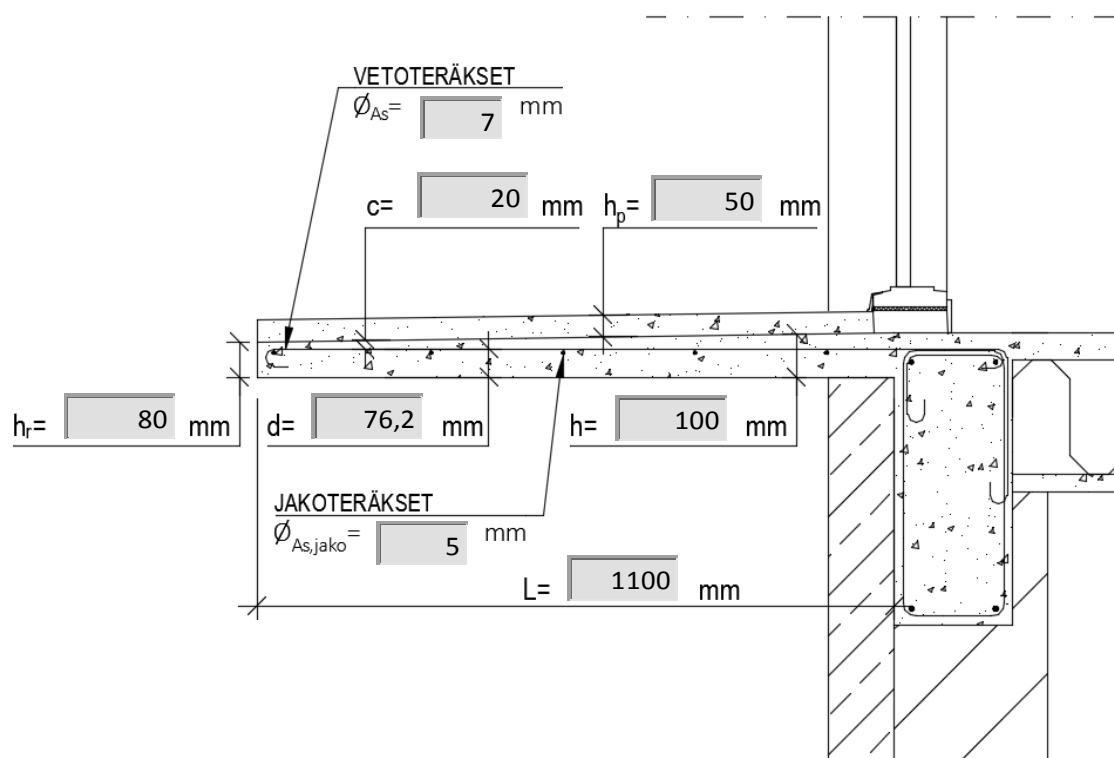
Vanhojen terästen materiaalitiedot

Teräs	St37
Myötölujuuden ominaisarvo	f_{yk} 210 MPa
Materiaalin ominaisvarmuusluku	γ_s 1,2
Myötölujuuden mitoitusarvo	f_{yd} 175 MPa
Teräksen kimmokerroin	E_s 200 GPa

Laatan tiedot

Korkeus	h	100 mm
Korkeus ulkoreunalla	h_r	80 mm
Pintalaatan korkeus	h_p	50 mm
Suojabetonin paksuus	c	20 mm
Pääraudoituksen halkaisija	ϕ_{As}	7 mm
Pääraudoituksen k/k jako	k	150 mm
Jakoraudoituksen halkaisija	$\phi_{As,jako}$	5 mm
Tehollinen korkeus	$d=h-c-1,1\phi_{As}/2$	76,15 mm

Vanha parvekelaatan periaateleikkaus



Kuormat

Kuorma vaikuttaa	Tyyppi	Luonne	Suuruus
Kyllä	Laatan omapaino $G_{k,1}$		4,75 kN/m ²
Ei	Muu pysyväkuorma $G_{k,2}$		0 kN/m ²
Kyllä	Muuttuvakuorma 1. $Q_{k,1}$	Hyötykuorma	2,5 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 2. $Q_{k,2}$	Lumikuorma	0 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 3. $Q_{k,3}$		0 kN/m ²

Mitoittava kuormitusyhdistelmä

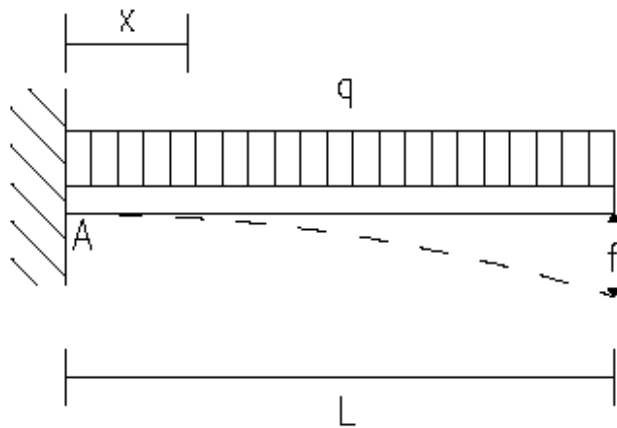
1,2 Gk + 1,6 Qk,1

9,32 kN/m

Kuorma vaikuttaa	Tyyppi	Etäisyys x_0 (m)	Suuruus
Ei	Pistekuorma $F_{d,1}$	0	0 kN
Ei	Pistekuorma $F_{d,2}$	0	0 kN

Staattinen malli

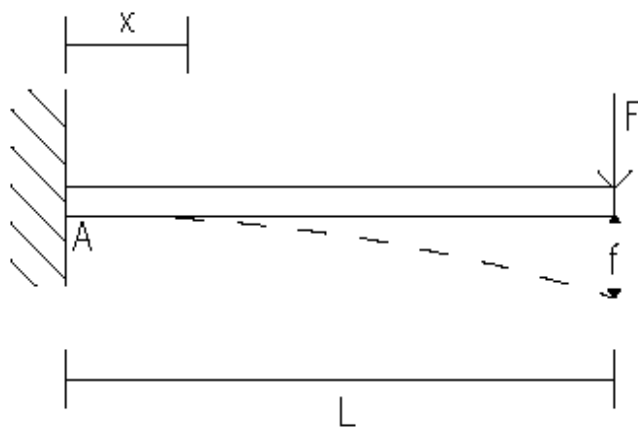
Uloke



$$A = qL$$

$$M_{\max} = -qL^2/2$$

$$f = \frac{1}{8EI}qL^4$$



$$A = F$$

$$M_x = -Fx$$

$$M_{\max} = FL$$

$$f = FL^3/3EI$$

Rasitukset tuella

Mitoitusmomentti	M_{Ed}	5,64 kNm
Leikkausvoima	V_d	10,25 kN

Pääraudoitus

Suhteellinen momentti	$\mu = M_{Ed} / (b d^2 f_{cd})$	0,10
Puristuspinnan suhteellinen korkeus	$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$	0,11
Momenttivarsi	$z = (1 - \beta/2)d$	71,95 mm
Taivutuksen vaatima raudoituksen pinta-ala	$A_{s,req'd} = M_{Ed} / z f_{yd}$	447,82 mm ²
Minimiraudoitus	$A_{s,min} = 0,25 b \cdot d f_{ctk} / f_{yk}$	138,59 mm ²
Vaadittu raudoitus	$A_{s,req}$	447,82 mm ²
Pääraudoituksen halkaisija	ϕ_{As}	7,00 mm
Tarvittava määrä	n	11,64 kpl
Vaadittava raudoituksen minimijako	$k_{vaad} = B/n$	85,94 mm
Vanhan nykyinen raudoituksen jako	k	150,00 mm
Käyttöaste	k/k_{vaad}	174,55 %

Parvekkeen kantavuus ylittyy

Kommentit

LIITE 2

CASE 1: TALON 1 UUDEN PARVEKKEEN KANTAVUUDEN MITOITUS

	Rakennuskohde: Case 1	Työn nro:
		Rakennuslupatunnus:

Talo-1 huoneistoparveke

Rakennusvuosi		1952
Kuormitusleveys	B	1 m
Pituus	L	1,15 m
Seuraamusluokka	Keskisuuret seuraamukset	CC2
Yhdistelykerroin	K_{FI}	1
Rasitusluokka		XC4, XF3

Uuden parvekelaatan betonin materiaalitiedot

	Betoni	C30/37
Lieriölujuuden ominaisarvo	f_{ck}	30 MPa
Kuutiolujuuden ominaisarvo	$f_{ck, cube}$	37 MPa
Keskimääräinen puristuslujuus	f_{cm}	38 MPa
Keskimääräinen vetolujuus	f_{ctm}	2,9 MPa
Vetolujuuden omaisarvo	$f_{ctk0,05}$	2 MPa
Vetolujuuden 95% fraktaali	$f_{ctk0,95}$	3 MPa
Sekanttimoduuli	E_{cm}	33 GPa
	α_{cc}	0,85
Materiaalin ominaisvarmuusluku	γ_c	1,5
Lieriölujuuden mitoitusarvo	f_{cd}	17 MPa
Vetolujuuden mitoitusarvo	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_c$	1,33 MPa

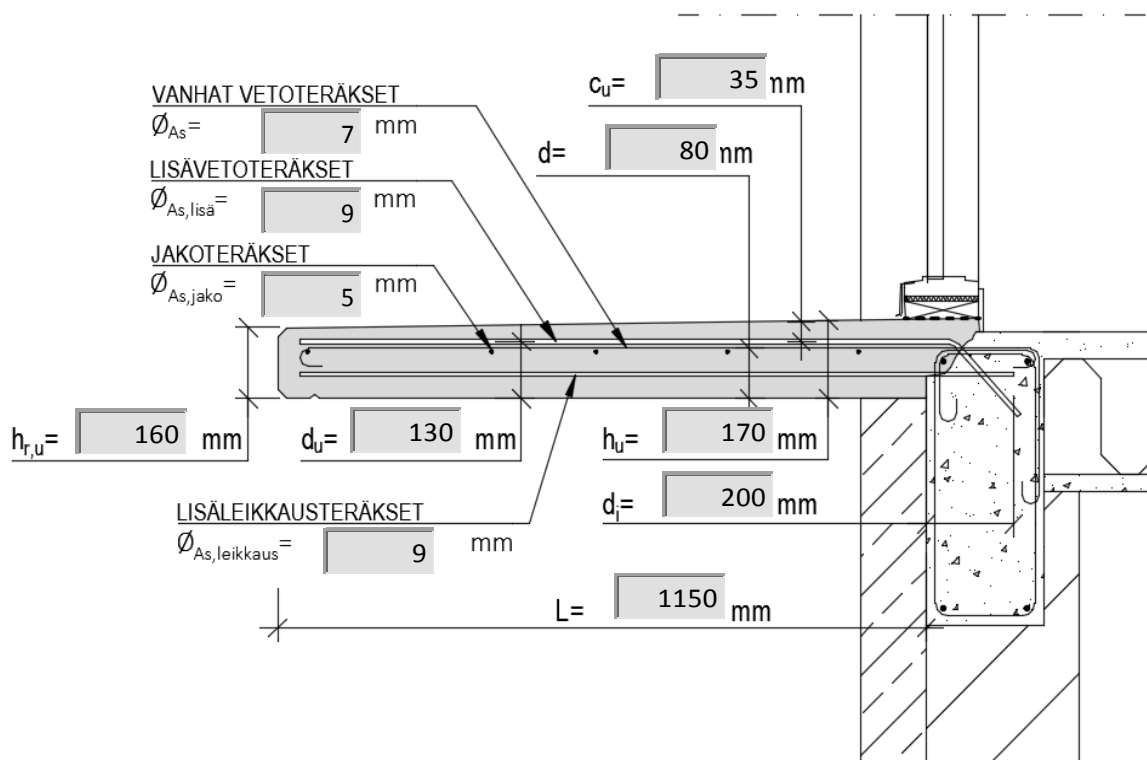
Vanhojen terästen materiaalitiedot

	Teräs	St37
Myötölujuuden ominaisarvo	$f_{yk,v}$	210 MPa
Materiaalin ominaisvarmuusluku	γ_s	1,15
Myötölujuuden mitoitusarvo	$f_{yd,v}$	183 MPa
Teräksen kimmokerroin	E_s	200 GPa

Uuden parvekelaatan tiedot

Uuden laatan korkeus tuella	h_u	170 mm
Laatan korkeus reunalla	$h_{r,u}$	160 mm
Vanhojen vetoteräksien halkaisija	\emptyset_{As}	7 mm
Vanhan jakorautoituksen halkaisija	$\emptyset_{As,jako}$	5 mm
Vanhojen vetoteräksien tehollinen korkeus	d	80 mm
Vanhojen vetoteräksien jako	k	150 mm
Uusien lisävetoteräksien halkaisija	$\emptyset_{As,lisä}$	9 mm
Uusien lisäleikkausteräksien halkaisija	$\emptyset_{As,leikkaus}$	9 mm
Lisävetoteräksien suojabetonin paksuus	c_u	35 mm
Lisävetoteräksien tehollinen korkeus	$d_u = h_u - c_u - 1,1 \emptyset_{As,lisä} / 2$	130,05 mm
Lisäterästen injektointisyvyys	d_i	200 mm

Uusitun parvekelaatan periaateleikkaus



Kuormitukset

Kuorma vaikuttaa	Tyyppi	Luonne	Suuruus
Kyllä	Laatan omapaino $G_{k,1}$		4,125 kN/m ²
Ei	Muu pysyväkuorma $G_{k,2}$		0 kN/m ²
Kyllä	Muuttuvakuorma 1. $Q_{k,1}$	Hyötykuorma	2,5 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 2. $Q_{k,2}$	Lumikuorma	0 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 3. $Q_{k,3}$		0 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 4. $Q_{k,4}$		0 kN/m ²

Mitoittava kuormitusyhdistelmä

1,15KFI ΣG_k + 1,5KFI $Q_{k,1}$

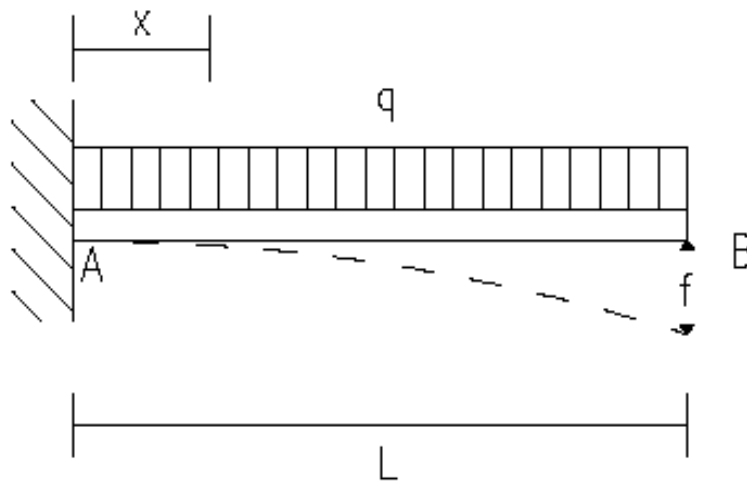
8,49 kN/m

Pistekuormat

Kuorma vaikuttaa	Tyyppi	Etäisyys x_0 (m)	Suuruus
Ei	Pistekuorma $F_{d,1}$	0	0 kN
Ei	Pistekuorma $F_{d,2}$	0	0 kN

Staattinen malli

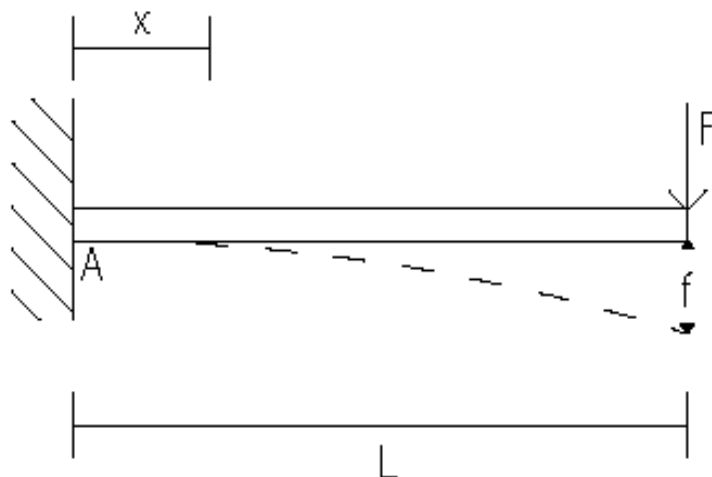
Uloke



$$A = qL$$

$$M_{\max} = -qL^2/2$$

$$f = \frac{1}{8EI}qL^4$$



$$A = F$$

$$M_x = -Fx$$

$$M_{\max} = FL$$

$$f = FL^3/3EI$$

Rasitukset tuella

Mitoitusmomentti	M_{Ed}	5,62	kNm
Leikkausvoima	V_{Ed}	9,77	kN

Vanhan pääraudoituksen taivutuskestävyys

Suhteellinen momentti	$\mu = M_{Ed} / (b d^2 f_{cd})$	0,052
Puristuspinnan suhteellinen korkeus	$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$	0,053
Momenttivarssi	$z = (1 - \beta/2) d$	77,9 mm
Taivutuksen vaatima raudoituksen pinta-ala	$A_{s,req'd} = M_{Ed} / (z f_{yd,v})$	394,9 mm ²
Minimiraudoitus	$A_{s,min} = 0,26 b_t d f_{ctm} / f_{yk,v}$	287,2 mm ²
	$A_{s,min} = 0,0013 b_t d$	104,0 mm ²
Vaadittu raudoitus	$A_{s,req}$	394,9 mm ²
Raudoituksen korroosion huomioiva kerroin	k_r	0,99
Pääraudoituksen tehollinen halkaisija	$\emptyset_{As,t} k_r$	6,93 mm
Tarvittava määrä	11 n	10,5 kpl
Raudoituksen minimijako	k_{min}	90,9 mm
Vanhan raudoituksen jako	k	150,00 mm
Käyttöaste		157,06 %
<u>Vanha raudoitus ei ole riittävä, raudoitusta on lisättävä</u>		

Lisäraudoitus

Vanhan raudoituksen pinta-ala	$A_{s, vanha} = B \emptyset_{As}^2 \pi / (4 \cdot k)$	251,5 mm ²
Vanhan raudoituksen vastaanottama momentti	$M_v = A_{s, vanha} z f_{yd,v}$	3,6 kNm
Uusi suhteellinen momentti	$\mu_u = (M_{Ed} - M_v) / (b d_u^2 f_{cd})$	0,0071
Uusi puristuspinnan suhteellinen korkeus	$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}$	0,0071
Uusi momenttivarssi	$z_u = (1 - \beta_u/2) d_u$	129,6 mm

Lisävetoterästen ominaisuudet

	Teräs	B600B	
Myötölujuuden ominaisarvo	f_{yk}	600	MPa
Materiaalin ominaisvarmuusluku	γ_s	1,15	
Myötölujuuden mitoitusarvo	f_{yd}	522	MPa
Teräksen kimmokerroin	E_s	200	GPa
Lisävetoteräksen halkaisija	$\emptyset_{As, lisä}$	9	mm

Lisäterästen ankkurointi

Rakenneluokka	2
---------------	---

Ankkurointi alustan ominaisuudet

Tarkka-ohje luokan ominaisarvot			
	Betoni	K	20
Lujuusarvot ominaisarvo	$f_{ck,v}$		14 MPa
Lujuusarvot mitoitusarvo	$f_{cd,v}$		9,33 MPa
Vetolujuuden omaisarvo	$f_{ctk,v}$		1,47 MPa
Vetolujuuden mitoitusarvo	$f_{ctd,v}$		0,98 MPa

Tartuntakerroin (taulukosta)	k_b	2,4
Ankkuroinnin peruspituus	$l_{b0}=0,25\phi_{As,lisä}f_{yd}/k_b f_{ctd,v}$	497,6 mm
Injektointisyvyys	d_i	200 mm
Ankkuroinnin piennennyskerroin	$k_a=d_i/l_{b0} \leq 1$	0,402

Tartuntatila	Harjateräs A500HW B500B, B600B	Pyörötanko S235JRG2
I Tangon ja vaaktason välinen kulma (valuasennossa) $\geq 45^\circ$ tai raudoituksen etäisyys rakenteen alapinnasta on enintään 300mm	2,4	1
II Raudoituksen etäisyys alapinnasta yli 300mm tai rakenteet, joiden ankkurointialueella esiintyy poikittaisesta vedosta aiheutuvaa halkeilua	1,7	0,7

Momentin lisäraudoitus pinta-ala	$A_{s,lisä}=(M_{Ed}-M_v)/z_u f_{yd} k_a$	75,1 mm ²
Minimiraudoitus	$A_{s,min}=0,26b_t d f_{ctm}/f_{yk}-A_{s, vanha}$	-88,0 mm ²
	$A_{s,min}=0,0013b_t d-A_{s, vanha}$	-82,4 mm ²
Todellinen lisäraudoitus pinta-ala	$A_{s,lisä,tod}=\text{Max}(A_{s,lisä}; A_{s,min})$	75,1 mm ²
Lisäterästen määrä	n	1,18 kpl
	$n_{vaad,veto}$	2 kpl
Lisävetoraudoituksen minimijako	k_{min}	500,00 mm
Valitaan vetoteräs jaoksi	k	150 mm

Lisäleikkausraudoitus

Lisäleikkausterästen ominaisuudet

Teräs	B600B
f_{yk}	600 MPa
γ_s	1,15
f_{yd}	522 MPa
Es	200 GPa
Lisäleikkausteräksien halkaisija	$\phi_{As,leikkaus}$ 9 mm

Tartuntakerroin (taulukosta)	k_b	2,4
Ankkuroinnin peruspituus	$l_{b0}=0,25\phi_{As,leikkaus}f_{yd}/k_b f_{ctd,v}$	497,6 mm
Injektointisyvyys	d_i	200 mm
Ankkuroinnin piennennyskerroin	$k_a=d_i/l_{b0} \leq 1$	0,402
Leikkausvoima	V_d	9,77 kN
Tarvittava leikkausraudoitus pinta-ala	$A_v = \frac{\sqrt{3}V_d}{f_{yd}k_a}$	80,7 mm ²
Lisäterästen määrä	n	1,27 kpl
	$n_{vaad,leikkaus}$	2 kpl
Lisäleikkausraudoituksen minimijako	k_{min}	500,00 mm
Valitaan leikkausteräs jaoksi	k	300 mm

Injektoinnin kestävyys

Vanhojen terästen vastaanottama momentti $M_{\text{vanha}} = A_{s,\text{vanha}} z f_{y,d,v}$ 3,6 kNm

Mitoitusmomentti M_{Ed} 5,6 kNm

Uudelle raudoitukselle tuleva momentti $M_u = M_{Ed} - M_{\text{vanha}}$ 2,0 kNm

Injektoinnin kulma α ($0 \leq \alpha \leq 90$) 30°

Teräsiin aiheutuva vetovoima $F_v = \cos(\alpha) M_u / z_u$ 13,6 kN

Injektointimassa Hilti HIT-HY 200

Ankkurin tyyppi HIT-V 5.8

Alustan betonityyppi Halkeillut betoni

Suunnittelukapasiteetti vedolle on pienin arvo seuraavista

Teräksen kapasiteetti $N_{Rd,s}$

Yhdistetty tartunnan pettäminen ja betonin kartiomurtumisen kapasiteetti

$$N_{Rd,p} = N_{Rd,p}^0 f_{B,p} f_{1,N} f_{2,N} f_{3,N} f_{h,p} f_{re,N}$$

Betonin kartiomurtokapasiteetti

$$N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^0 f_B f_{1,N} f_{2,N} f_{3,N} f_{h,N} f_{re,N}$$

Betonin halkeamismurtumisen kapasiteetti (vain halkeilematon betoni)

$$N_{Rd,sp} = N_{Rd,c}^0 f_B f_{1,SP} f_{2,SP} f_{3,SP} f_{h,N} f_{re,N}$$

Betonin lujuuden vaikutuksen kertoimet $f_{B,p}$ 1,0

$$f_B = \sqrt{\frac{f_{ck,v}}{25 \text{ MPa}}} \quad 0,7$$

Ankkuurointisyvyyden vaikutus

Tyypillinen ankkurointisyvyys ankkurikoolle $h_{ef,typ}$ 85,0 mm

Akkurointisyvyys h_{ef} 200,0 mm

$$f_{h,p} = h_{ef} / h_{ef,typ} \quad 2,4$$

$$f_{h,N} = (h_{ef} / h_{ef,typ})^{1,5} \quad 3,6$$

Reunaetäisyyden vaikutus

Reunaetäisyys C 60,0 mm

Alusmateriaalin paksuus h_a 270 mm

Kriittinen reunaetäisyys kartiomurtumiselle $C_{cr,N} = 1,5 h_{ef}$ 300,0 mm

Kriittinen reunaetäisyys halkeamismurtumiselle $C_{cr,sp}$ 434,0 mm

$$C_{cr,sp} = \begin{cases} h_{ef} & \text{kun } h_a / h_{ef} > 2 \\ 4,6 h_{ef} - 1,8 h_a & \text{kun } 2 > h_a / h_{ef} > 1,3 \\ 2,26 h_{ef} & \text{kun } h_a / h_{ef} < 1,3 \end{cases}$$

	$f_{1,N}=0,7+0,3C/C_{cr,N} \leq 1$	0,8
	$f_{1,sp}=0,7+0,3C/C_{cr,sp} \leq 1$	0,7
	$f_{2,N}=0,5(1+C/C_{cr,N}) \leq 1$	0,6
	$f_{2,sp}=0,5(1+C/C_{cr,sp}) \leq 1$	0,6
Minimireunaetäisyys (ankkurista riippuva)	C_{min}	45,0 mm
Reunaetäisyys on riittävä		

Keskiöetäisyyden vaikutus

Keskiöetäisyys (raudoituksen jako)	S	150 mm
Kriittinen keskiöetäisyys kartiomurtumiselle	$S_{cr,N}=2C_{r,N}$	600,0 mm
Kriittinen keskiöetäisyys halkeamismurtumiselle	$S_{cr,sp}=2C_{r,sp}$	868,0 mm
	$f_{3,N}=0,5(1+S/S_{cr,N}) \leq 1$	0,6
	$f_{3,sp}=0,5(1+S/S_{cr,sp}) \leq 1$	0,6

Injektointialustan raudoituksen jako

150,0 mm

Raudoituksen vaikutus

$$f_{re,N}=0,5 + h_{ef}/200mm \leq 1 \quad 1,0$$

Tämä on voimassa vain tiheän raudoituksen alueella (raudoitejako tiheämpi kuin 150mm)

Lämpötila-alue	Alusmateriaalin lämpötila	Max. pitkäkestoinen alusmateriaalin lämpötila	Max. lyhytkestoinen alusmateriaalin lämpötila
Lämpötila-alue I	-40°C - +40°C	+24°C	+40°C
Lämpötila-alue II	-40°C - +80°C	+50°C	+80°C
Lämpötila-alue III	-40°C - +120°C	+70°C	+120°C

Lämpöalue

Lämpötila-alue I

Suunnittelukapasiteetti yhdistetty	$N_{Rd,p}^0$	8,4 kN
Suunnittelukapasiteetti kartiomurto	$N_{Rd,c}^0$	16,1 kN

Suunnittelukapasiteetti vedolle on pienin arvo seuraavista

Teräksen kapasiteetti $N_{Rd,s}$ 16,7 kN

Yhdistetty tartunnan pettäminen ja betonin kartiomurtumisen kapasiteetti

$$N_{Rd,p}=N_{Rd,p}^0 f_{B,p} f_{1,N} f_{2,N} f_{3,N} f_{h,p} f_{re,N} \quad 5,7 \text{ kN}$$

Betonin kartiomurtokapasiteetti

$$N_{Rd,c}=N_{Rd,c}^0 f_{B} f_{1,N} f_{2,N} f_{3,N} f_{h,N} f_{re,N} \quad 12,4 \text{ kN}$$

Betonin halkeamismurtumisen kapasiteetti (vain halkeilematon betoni)

$$N_{Rd,sp}=N_{Rd,c}^0 f_{B} f_{1,SP} f_{2,SP} f_{3,SP} f_{h,N} f_{re,N} \quad - \text{ kN}$$

Yhden kemiallisen ankkurin vetokestävyys N_{Rd} 5,7 kNKokonaisvetokestävyys $N_{Rd,kok}=N_{Rd} n_{veto}$ 37,7 kN

Käyttöaste 36,2 %

Injektointimassan vetokestävyys on riittävä

Injektionin leikkauskestävyys

Suunnittelukapasiteetti leikkaukselle on pienin arvo seuraavista:

Teräksen kapasiteetti	$V_{Rd,s}$	
Betonin kampeamismurtokapasiteetti	$V_{Rd,cp} = \min(N_{Rd,p}; N_{Rd,c})k$	
Betonin reunamurtokapasiteetti	$V_{Rd,c} = V_{ORd,c} f_b f_{\beta} f_h f_4 f_{hef} f_c$	
Kampeamismurron kerroin	k	2,0
	$V_{ORd,c}$	5,4 kN
leikkausvoiman oletetaan olevan kohtisuora	f_{β}	1,0
Alusmateriaalin paksuuden vaikutus	$f_h = (h_a/1,5C)^{0,5} \leq 1$	1,0
Keskiö- ja reunaetäisyyden vaikutus	$f_4 = (C/h_{ef})^{1,5} 0,5(1+S/3C)$	0,2
Ankkurointisyyvyyden vaikutus	$f_{hef} = 0,05(h_{ef}/d)^{1,68}$	9,2
Reunaetäisyyden vaikutus	$f_c = (d/C)^{0,19}$	0,7

Suunnittelukapasiteetti leikkaukselle on pienin arvo seuraavista:

Teräksen kapasiteetti	$V_{Rd,s}$	10,3 kN
Betonin kampeamismurtokapasiteetti	$V_{Rd,cp} = \min(N_{Rd,p}; N_{Rd,c})k$	11,3 kN
Betonin reunamurtokapasiteetti	$V_{Rd,c} = V_{ORd,c} f_b f_{\beta} f_h f_4 f_{hef} f_c$	3,9 kN
Leikkauskestävyyden suunnitteluarvo	V_{Rd}	<u>3,9 kN</u>
Kokonaisleikkauskestävyys	$V_{Rd,kok} = V_{Rd} n$	13,0 kN
Leikkausvoima	V_d	9,8 kN
Käyttöaste		<u>75,2</u> %

Injektointimassan leikkauskestävyys on riittävä

Kommentit

Käyttörajatila

Kimmokertoimien suhde	$\alpha_e = E_s / E_c$	6,1
Laatan korkeuksien keskiarvo	$h = (h_u + h_{u,r}) / 2$	165,0 mm
Vetoterästen poikkileikkausala	$A_{s1} = A_{s,lisä} + A_{s, vanha}$	675,6 mm ²
Puristusterästen poikkileikkausala	A_{s2}	0,0 mm ²
Poikkileikkauksen pintala	$A_c = B \cdot h - A_{s1} - A_{s2}$	164324,4 mm ²
Muunnettu poikkileikkauspinta-ala	$A_i = A_c + (\alpha_e - 1)(A_{s1} + A_{s2})$	167743,2 mm ²
Pintakeskiön etäisyys	$y_0 = h / 2$	82,5 mm
Vetoterästen etäisyys	d_u	130,1 mm
Puristusterästen etäisyys	d_2	0,0 mm
	$y_{0i} = (y_0 A_c + (\alpha_e - 1)[A_{s1}(h - d_u) + A_{s2}(h - d_2)]) / A_i$	88,8 mm
Jäyhyysmomentti	$I_c = B h^3 / 12$	374343750,0 mm ⁴
Muunnetun poikkileikkauksen		
Jäyhyysmomentti	$I_i = I_c + A_c(y_{0i} - y_0)^2 + (\alpha_e - 1)[A_{s1}(y_{0i} - d_u)^2 + A_{s2}(y_{0i} - d_2)^2]$	386686042,9 mm ⁴
Puristusvyöhykkeen korkeus	$X_i = h - y_{0i}$	76,2 mm
Taivutusmomentti käyttörajatila	$M_{Ek} = \sum M_{gk} + \sum \Psi_{0,i} M_{qk,i} + \sum M F_k$	4,4 kNm
Taivutusvastus	$W_i = I_i / (h - X_i)$	4354491,9 mm ³
Vetolujuuden tehollinen arvo	$f_{ct,eff}$	käytetään arvoa f_{ctm}
Halkeilumomentti	$M_{R,cr} = f_{ct,eff} W_i$	12,6 kNm

Poikkileikkaus ei halkeile

Haljennut tila

Puristusvyöhykkeen korkeus		
$X_{II} = 1 / B \{ [(\alpha_e A_{s1} + (\alpha_e - 1) A_{s2})^2 + 2B(\alpha_e d_u A_{s1} + (\alpha_e - 1) d_u A_{s2})]^{0,5} - (\alpha_e A_{s1} + (\alpha_e - 1) A_{s2}) \}$		28,8 mm
Jäyhyysmomentti	$I_{II} = B X_{II}^3 / 3 + \alpha_e A_{s1} (d_u - X_{II})^2 + (\alpha_e - 1) A_{s2} (d_2 - X_{II})^2$	49936421,7 mm ⁴
Sisäinen momenttivarsi	$z_{II} = d_u - X_{II} / 3$	120,5 mm
Vetopuolella haljenneessa tilassa raudoituksen jännitys on	$\sigma_s = M_{Ed} / (A_{s1} z_{II})$	69,0 MPa

Suure	Kuorman luonne			
	ominaiskuormat	Pitkäaikais-	pakkomuutokset	
Betonin puristus jännitys	0,6	0,45 f_{ck}	-	
Raudoituksen vetojännitys	0,6	-	0,8	

Halkeilu pitkäaikaisista kuormista

Yhdistelykerroin	$\Psi_{2,i} =$	0,3
Pitkäaikaisten kuormien taivutusmomentti	$M_{eqp} = M_{gk} + \Psi_{2,i} \Sigma M_{qk,i} + \Psi_{2,i} \Sigma M F_k$	3,2 kNm
Raudoituksen jännitys	$\sigma_{s,ST} = M_{Eqp} / (A_s Z_{II})$	39,6 MPa
Kerroin jännitysjakaumalle	k_c (Puhdastaivutus)	0,4
Kerroin pakkovoimille	k	0,83
	$A_{ct} = B X_{II} / 2$	14397,5 mm ²
Minimiraudoitus	$A_{s,min} = k_c k_f A_{ct} / \sigma_{s,ST}$	347,8 mm ²
	$< A_{s1}$	675,6 mm ²

Raudoitus riittää halkeamaleveyden rajoittamiseen

Halkeamaleveys

Halkeamaväli	$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	
Suojabetoni peite paksuus	c	35,0 mm
Raudoitteen halkaisija	ϕ	9,0 mm

Kerroin	Kertoimen arvo	Selite
k1	0,8	Hyvä tartunta
	1,6	Huonotartunta (lähes sileä)
k2	0,5	Taivutus
	1,0	Suora veto
k3	3,4	Kansallisesti valittava kerroin
k4	0,425	Kansallisesti valittava kerroin

Kertoimen k1 arvo interpoloidaan vanhojen ja uusien vetoterästen pinta-alojen suhteen

1,1	k_3	3,4
0,5	k_4	0,4

Tehollinen korkeus	$h_{c,eff} = \min(2,5(h-d), (h-x)/3, h/2)$	45,4 mm
Tehollinen poikkileikkaus ala	$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b$	45401,7 mm ²
Tehollinen raudoitussuhde	$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$	0,015
Halkeamaväli	$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	258,4 mm

k_t (pitkäaikaisille- 0,6 ja lyhytaikaisille kuormille 0,4)	0,6
---	-----

Venymien suhde	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = (\sigma_s - k_t f_{ctm} / \rho_{p,eff} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})) / E_s =$	-0,00029
60% teräksen venymä	$> 0,6 \sigma_s / E_s =$	0,00012

Käytetään 60%:a teräksen venymästä

Halkeamaleveys	$w_k = S_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	0,0307 mm
Sallittu halkeamaleveys	w_{max}	0,3 mm

Halkeamat ovat sallituissa rajoissa

Rasitusluokka	Halkeamaleveys w_{max} pitkäaikainen kuormitusyhdistelmä
X0, XC1	0,4
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,3
XD2, XD3, XS2, XS3	0,2

Taipuma

Taipuma ulkoisesta kuormasta

Halkeilumomentti	M_{cr}	12,6 kNm
Maksimimomentti KRT	M_{Ek}	4,4 kNm
$\beta=0,5$ toistuva pitkäaikainen kuorma tai 1,0 yksittäinen lyhytaikainen kuorma		0,5
Virumaluku	ϕ	2,0
Tehollinen kimmokerroin	$E_{c,eff}=E_{cm}/(1+\phi)$	11,0 Gpa
	$\zeta=1-\beta(M_{cr}/M_{Ek})^2 \geq 0$	0,00000
Halkeillun poikkileikkauksen käyryys	$1/r_{II}=M_{Ek}/E_{c,eff}/I_{II}$	0,00798 1/m
Halkeamattoman poikkileikkauksen käyryys	$1/r_I=M_{Ek}/E_{c,eff}/I_I$	0,00103 1/m
Kokonaiskäyryys	$1/r=\zeta 1/r_{II}+(1-\zeta)1/r_I$	0,00103 1/m
Kerroin tasaiselle kuormalle	K_Q	0,25
Taipuma	$a_M=KL^2/r$	0,3 mm

Taipuma kutistumasta

Kutistuman muodonmuutos	ϵ_{cs}	0,0005
	$S_I=A_{s1}(d_u-X_I)+A_{s2}(d_2-X_I)$	36380,7 mm ³
	$S_{II}=A_{s1}(d_u-X_{II})+A_{s2}(d_2-X_{II})$	68405,1 mm ³
Raudoituksen momentin staattinen suhde	$S/I=\zeta S_{II}/I_{II}+(1-\zeta)S_I/I_I$	0,09408 1/m
Käyryys kutistumasta	$1/r_{cs}=\epsilon_{cs}\alpha_e S/I$	0,00029 1/m
Kerroin	K_{cs}	0,25
Taipuma kutistumasta	$a_{cs}=K_{cs}L^2/r_{cs}$	0,1 mm
Kokonaistaipuma	$a=a_M+a_{cs}$	0,4 mm
Taipumaraja	L/ 250	4,6 mm
	Laatan taipuma ok	

Reunapalkin vääntökestävyys

Palkin ominaisuudet

Lujuusarvot ominaisarvo
Lujuusarvot mitoitusarvo
Vetolujuuden omaisarvo
Vetolujuuden mitoitusarvo

Myötölujuuden ominaisarvo
Materiaalin ominaisvarmuusluku
Myötölujuuden mitoitusarvo
Teräksen kimmokerroin

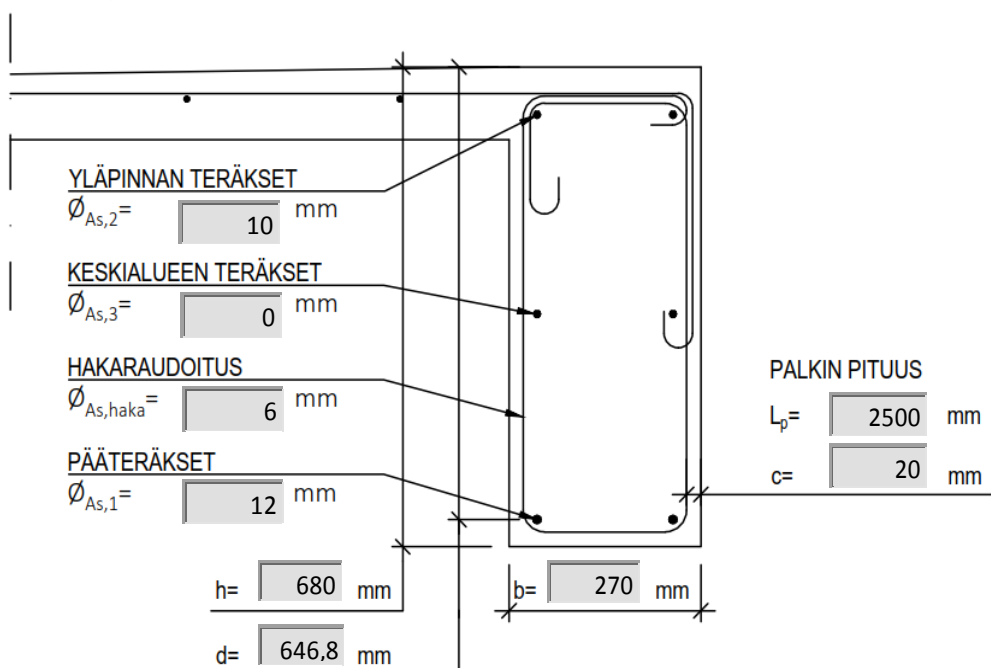
Rakenneluokka		2
Betoni	K	20
$f_{ck,p}$		14 MPa
$f_{cd,p}$		9,33 MPa
$f_{ctk,p}$		1,47 MPa
$f_{ctd,p}$		0,98 MPa
Teräs	St37	
$f_{yk,p}$		210 MPa
γ_s		1,15
$f_{yd,p}$		183 MPa
Es		200 GPa

Palkin tiedot

Korkeus
leveys
Pituus
Suojabetonin paksuus
Alareunan pääraudoituksen halkaisija
Pääraudoituksen määrä alareunassa
Yläreunan pääraudoituksen halkaisija
Pääraudoituksen määrä yläreunassa
Keskialueen raudoituksen halkaisija
Raudoituksen määrä keskialueella
Hakaraudoituksen halkaisija
Hakaraudoituksen k/k jako
Tehollinen korkeus

h	680 mm
b	270 mm
L_p	2500 mm
c	20 mm
$\phi_{As,1}$	12 mm
$n_{As,1}$	2 kpl
$\phi_{As,2}$	10 mm
$n_{As,2}$	2 kpl
$\phi_{As,3}$	0 mm
$n_{As,3}$	0 kpl
$\phi_{As,haka}$	6 mm
s	150 mm
$d=h-c-1,1\phi_{As,haka}-1,1\phi_{As}/2$	646,8 mm

Reunapalkin periaatekuva



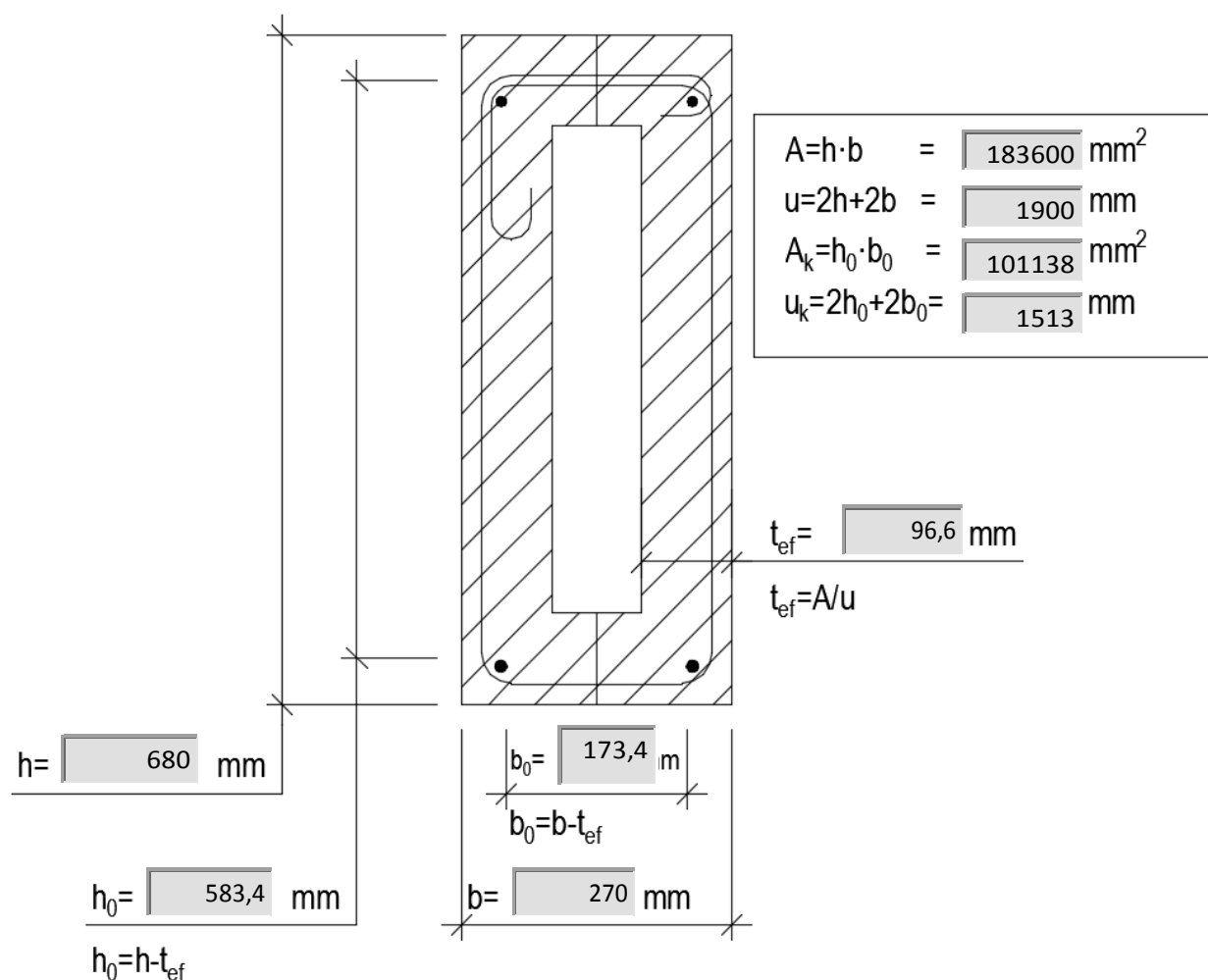
Palkin ulkokuoren muodostaman kotelon mitat

Palkin pinta-ala	$A=hb$	183600 mm ²
Palkin piiri	$u=2h+2b$	1900 mm
Ulkokuoren muodostaman kotelon paksuus	$t_{ef}=A/u$	96,6 mm
Vähintään kuitenkin	$2d_s=2(c+\varnothing_{As,haka}+\varnothing_{As}/2)$	64,0 mm
Kotelon paksuus on	t_{ef}	96,6 mm

Tehollisen poikkileikkauksen rajaamat mitat

Korkeus	$h_0=h-t_{ef}$	583,4 mm
Leveys	$b_0=b-t_{ef}$	173,4 mm
Kotelon keskilinjan rajaama pinta-ala	$A_k=h_0b_0$	101137,7 mm ²
Kotelon keskilinjan rajaama piiri	$u_k=2h_0+2b_0$	1513,5 mm

Periaatekuva palkin tehollisestä poikkileikkauksesta



Palkin vääntökestävyys ilman vääntöraudoitusta

Palkin halkeilukestävyys	$T_{c,Rd}=2A_k t_{ef} f_{ctd,p}$	19,21 kNm
Mitoitusvääntömomentti	$M_{v,d}=(V_{Ed}/B)L^2/8$	7,63 kNm
Käyttöaste	$M_{v,d}/T_{c,Rd}$	39,7 %

Palkki ei tarvitse erillistä vääntöraudoitusta

LIITE 3

CASE 1: TALON 2 UUDEN PARVEKKEEN KANTAVUUDEN MI-
TOITUS

	Rakennuskohde: Case 1	Työn nro:
		Rakennuslupatunnus:

Talo-2 tuuletusparveke

Rakennusvuosi		1940
Kuormitusleveys	B	1 m
Pituus	L	1,35 m
Seuraamusluokka	Keskisuuret seuraamukset	CC2
Yhdistelykerroin	K_{FI}	1
Rasitusluokka		XC4, XF3

Uuden parvekelaatan betonin materiaalitiedot

	Betoni	C30/37
Lieriölujuuden ominaisarvo	f_{ck}	30 MPa
Kuutiolujuuden ominaisarvo	$f_{ck, cube}$	37 MPa
Keskimääräinen puristuslujuus	f_{cm}	38 MPa
Keskimääräinen vetolujuus	f_{ctm}	2,9 MPa
Vetolujuuden omaisarvo	$f_{ctk0,05}$	2 MPa
Vetolujuuden 95% fraktaali	$f_{ctk0,95}$	3 MPa
Sekanttmoduuli	E_{cm}	33 GPa
	α_{cc}	0,85
Materiaalin ominaisvarmuusluku	γ_c	1,5
Lieriölujuuden mitoitusarvo	f_{cd}	17 MPa
Vetolujuuden mitoitusarvo	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_c$	1,33 MPa

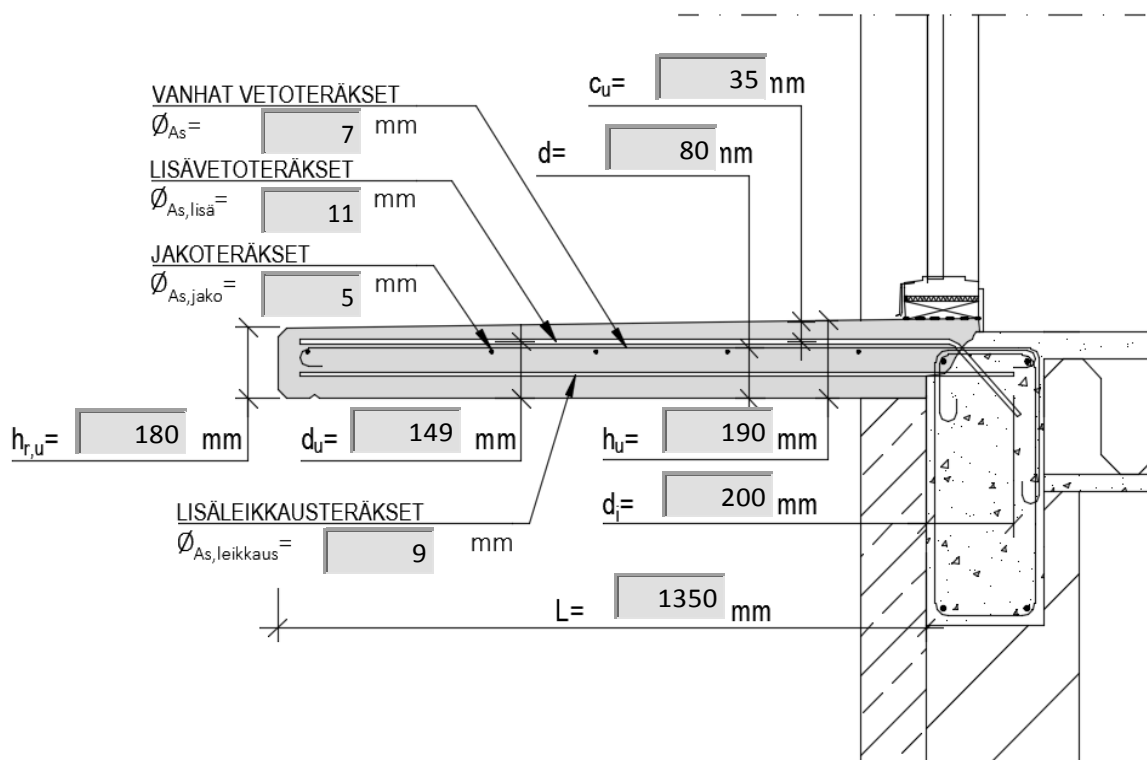
Vanhojen terästen materiaalitiedot

	Teräs	St37
Myötölujuuden ominaisarvo	$f_{yk,v}$	210 MPa
Materiaalin ominaisvarmuusluku	γ_s	1,15
Myötölujuuden mitoitusarvo	$f_{yd,v}$	183 MPa
Teräksen kimmokerroin	E_s	200 GPa

Uuden parvekelaatan tiedot

Uuden laatan korkeus tuella	h_u	190 mm
Laatan korkeus reunalla	$h_{r,u}$	180 mm
Vanhojen vetoteräksien halkaisija	ϕ_{As}	7 mm
Vanhan jakorautoituksen halkaisija	$\phi_{As,jako}$	5 mm
Vanhojen vetoteräksien tehollinen korkeus	d	80 mm
Vanhojen vetoteräksien jako	k	0 mm
Uusien lisävetoteräksien halkaisija	$\phi_{As,lisä}$	11 mm
Uusien lisäleikkausteräksien halkaisija	$\phi_{As,leikkaus}$	9 mm
Lisävetoteräksien suojabetonin paksuus	c_u	35 mm
Lisävetoteräksien tehollinen korkeus	$d_u = h_u - c_u - 1,1 \phi_{As,lisä} / 2$	148,95 mm
Lisäterästen injektointisyvyys	d_i	200 mm

Uusitun parvekelaatan periaateleikkaus



Kuormitukset

Kuorma vaikuttaa	Tyyppi	Luonne	Suuruus
Kyllä	Laatan omapaino $G_{k,1}$		4,625 kN/m ²
Ei	Muu pysyväkuorma $G_{k,2}$		0 kN/m ²
Kyllä	Muuttuvakuorma 1. $Q_{k,1}$	Hyötykuorma	2,5 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 2. $Q_{k,2}$	Lumikuorma	0 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 3. $Q_{k,3}$		0 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 4. $Q_{k,4}$		0 kN/m ²

Mitoittava kuormitusyhdistelmä

1,15KFI ΣG_k + 1,5KFI $Q_{k,1}$

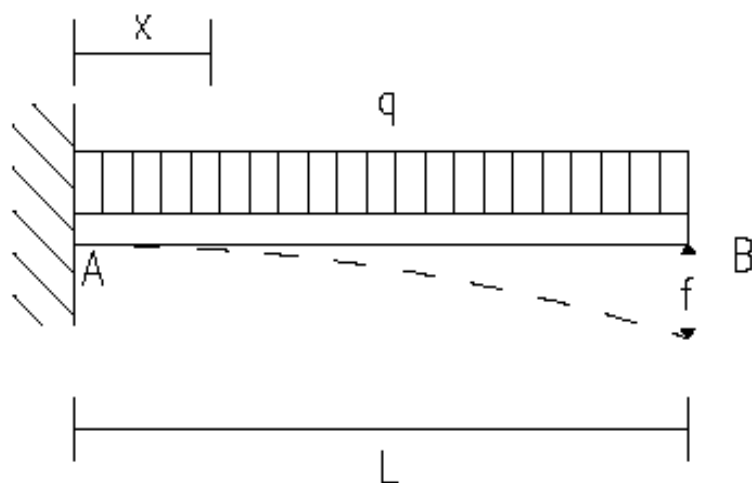
9,07 kN/m

Pistekuormat

Kuorma vaikuttaa	Tyyppi	Etäisyys x_0 (m)	Suuruus
Ei	Pistekuorma $F_{d,1}$	0	0 kN
Ei	Pistekuorma $F_{d,2}$	0	0 kN

Staattinen malli

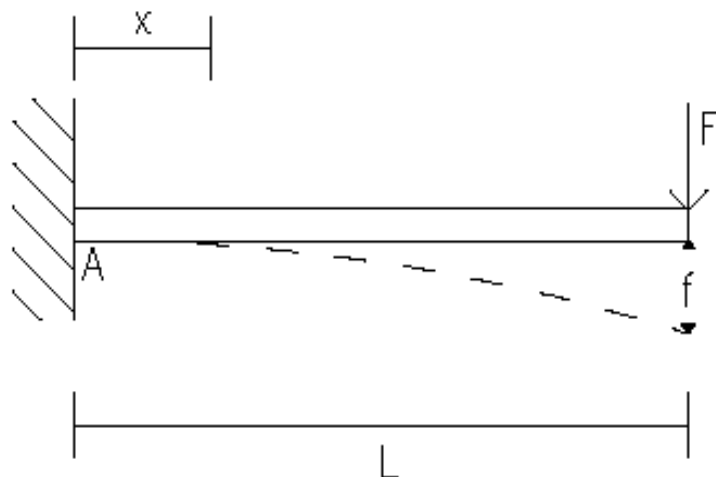
Uloke



$$A = qL$$

$$M_{\max} = -qL^2/2$$

$$f = \frac{1}{8EI}qL^4$$



$$A = F$$

$$M_x = -Fx$$

$$M_{\max} = FL$$

$$f = FL^3/3EI$$

Rasitukset tuella

Mitoitusmomentti	M_{Ed}	8,26	kNm
Leikkausvoima	V_{Ed}	12,24	kN

Vanhan pääraudoituksen taivutuskestävyys

Suhteellinen momentti	$\mu = M_{Ed} / (b d^2 f_{cd})$	0,076
Puristuspinnan suhteellinen korkeus	$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$	0,079
Momenttivarssi	$z = (1 - \beta/2)d$	76,8 mm
Taivutuksen vaatima raudoituksen pinta-ala	$A_{s,req'd} = M_{Ed} / (z f_{yd,v})$	589,0 mm ²
Minimiraudoitus	$A_{s,min} = 0,26 b_t d f_{ctm} / f_{yk,v}$	287,2 mm ²
	$A_{s,min} = 0,0013 b_t d$	104,0 mm ²
Vaadittu raudoitus	$A_{s,req}$	589,0 mm ²
Raudoituksen korroosion huomioiva kerroin	k_r	0,99
Pääraudoituksen tehollinen halkaisija	$\phi_{As,t} k_r$	6,93 mm
Tarvittava määrä	16 n	15,6 kpl
Raudoituksen minimijako	k_{min}	62,5 mm
Vanhan raudoituksen jako	k	0,00 mm
Käyttöaste		0,00 %
<u>Vanhaa raudoitusta ei hyödynnetä</u>		

Lisäraudoitus

Vanhan raudoituksen pinta-ala	$A_{s, vanha} = B \phi_{As}^2 \pi / (4 \cdot k)$	0,0 mm ²
Vanhan raudoituksen vastaanottama momentti	$M_v = A_{s, vanha} z f_{yd,v}$	0,0 kNm
Uusi suhteellinen momentti	$\mu_u = (M_{Ed} - M_v) / (b d_u^2 f_{cd})$	0,0219
Uusi puristuspinnan suhteellinen korkeus	$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}$	0,0222
Uusi momenttivarssi	$z_u = (1 - \beta_u/2)d_u$	147,3 mm

Lisävetoterästen ominaisuudet

Teräs	B600B	
f_{yk}	600	MPa
γ_s	1,15	
f_{yd}	522	MPa
Es	200	GPa

Lisävetoteräksen halkaisija	$\phi_{As, lisä}$	11 mm
-----------------------------	-------------------	-------

Lisäterästen ankkurointi

Rakenneluokka	2
---------------	---

Ankkurointi alustan ominaisuudet

Betoni	K	20
$f_{ck,v}$	14	MPa
$f_{cd,v}$	9,33	MPa
$f_{ctk,v}$	1,47	MPa
$f_{ctd,v}$	0,98	MPa

Tartuntakerroin (taulukosta)	k_b	2,4
Ankkuroinnin peruspituus	$l_{b0}=0,25\phi_{As,lisä}f_{yd}/k_b f_{ctd,v}$	608,2 mm
Injektointisyvyys	d_i	200 mm
Ankkuroinnin piennennyskerroin	$k_a=d_i/l_{b0} \leq 1$	0,329

Tartuntatila	Harjateräs A500HW B500B, B600B	Pyörötanko S235JRG2
I Tangon ja vaaktason välinen kulma (valuasennossa) $\geq 45^\circ$ tai raudoituksen etäisyys rakenteen alapinnasta on enintään 300mm	2,4	1
II Raudoituksen etäisyys alapinnasta yli 300mm tai rakenteet, joiden ankkurointialueella esiintyy poikittaisesta vedosta aiheutuvaa halkeilua	1,7	0,7

Momentin lisäraudoitus pinta-ala	$A_{s,lisä}=(M_{Ed}-M_v)/z_u f_{yd} k_a$	327,0 mm ²
Minimiraudoitus	$A_{s,min}=0,26b_t d f_{ctm}/f_{yk}-A_{s, vanha}$	187,2 mm ²
	$A_{s,min}=0,0013b_t d-A_{s, vanha}$	193,6 mm ²
Todellinen lisäraudoitus pinta-ala	$A_{s,lisä,tod}=\text{Max}(A_{s,lisä}; A_{s,min})$	327,0 mm ²
Lisäterästen määrä	n	3,44 kpl
	$n_{vaad,veto}$	4 kpl
Lisävetoraudoituksen minimijako	k_{min}	250,00 mm
Valitaan vetoteräs jaoksi	k	150 mm

Lisäleikkausraudoitus

Lisäleikkausterästen ominaisuudet

Teräs	B600B
f_{yk}	600 MPa
γ_s	1,15
f_{yd}	522 MPa
Es	200 GPa
Lisäleikkausteräksien halkaisija	$\phi_{As,leikkaus}$ 9 mm

Tartuntakerroin (taulukosta)	k_b	2,4
Ankkuroinnin peruspituus	$l_{b0}=0,25\phi_{As,leikkaus}f_{yd}/k_b f_{ctd,v}$	497,6 mm
Injektointisyvyys	d_i	200 mm
Ankkuroinnin piennennyskerroin	$k_a=d_i/l_{b0} \leq 1$	0,402
Leikkausvoima	V_d	12,24 kN
Tarvittava leikkausraudoitus pinta-ala	$A_v = \frac{\sqrt{3}V_d}{f_{yd}k_a}$	101,1 mm ²
Lisäterästen määrä	n	1,59 kpl
	$n_{vaad,leikkaus}$	2 kpl
Lisäleikkausraudoituksen minimijako	k_{min}	500,00 mm
Valitaan leikkausteräs jaoksi	k	300 mm

Injektoinnin kestävyys

Vanhojen terästen vastaanottama momentti $M_{\text{vanha}} = A_{s,\text{vanha}} z f_{y,d,v}$ 0,0 kNm

Mitoitusmomentti M_{Ed} 8,3 kNm

Uudelle raudoitukselle tuleva momentti $M_u = M_{Ed} - M_{\text{vanha}}$ 8,3 kNm

Injektoinnin kulma α ($0 \leq \alpha \leq 90$) 30°

Teräsiin aiheutuva vetovoima $F_v = \cos(\alpha) M_u / z_u$ 48,6 kN

Injektointimassa Hilti HIT-HY 200

Ankkurin tyyppi HIT-V 5.8

Alustan betonityyppi Halkeillut betoni

Suunnittelukapasiteetti vedolle on pienin arvo seuraavista

Teräksen kapasiteetti $N_{Rd,s}$

Yhdistetty tartunnan pettäminen ja betonin kartiomurtumisen kapasiteetti

$$N_{Rd,p} = N_{Rd,p}^0 f_{B,p} f_{1,N} f_{2,N} f_{3,N} f_{h,p} f_{re,N}$$

Betonin kartiomurtokapasiteetti

$$N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^0 f_B f_{1,N} f_{2,N} f_{3,N} f_{h,N} f_{re,N}$$

Betonin halkeamismurtumisen kapasiteetti (vain halkeilematon betoni)

$$N_{Rd,sp} = N_{Rd,c}^0 f_B f_{1,SP} f_{2,SP} f_{3,SP} f_{h,N} f_{re,N}$$

Betonin lujuuden vaikutuksen kertoimet $f_{B,p}$ 1,0

$$f_B = \sqrt{\frac{f_{ck,v}}{25 \text{ MPa}}} \quad 0,7$$

Ankkurointisyvyyden vaikutus

Tyypillinen ankkurointisyvyys ankkurikoolle $h_{ef,typ}$ 100,0 mm

Akkurointisyvyys h_{ef} 200,0 mm

$$f_{h,p} = h_{ef} / h_{ef,typ} \quad 2,0$$

$$f_{h,N} = (h_{ef} / h_{ef,typ})^{1,5} \quad 2,8$$

Reunaetäisyyden vaikutus

Reunaetäisyys C 70,0 mm

Alusmateriaalin paksuus h_a 500 mm

Kriittinen reunaetäisyys kartiomurtumiselle $C_{cr,N} = 1,5 h_{ef}$ 300,0 mm

Kriittinen reunaetäisyys halkeamismurtumiselle $C_{cr,sp}$ 200,0 mm

$$C_{cr,sp} = \begin{cases} h_{ef} & \text{kun } h_a / h_{ef} > 2 \\ 4,6 h_{ef} - 1,8 h_a & \text{kun } 2 > h_a / h_{ef} > 1,3 \\ 2,26 h_{ef} & \text{kun } h_a / h_{ef} < 1,3 \end{cases}$$

	$f_{1,N}=0,7+0,3C/C_{cr,N} \leq 1$	0,8
	$f_{1,sp}=0,7+0,3C/C_{cr,sp} \leq 1$	0,8
	$f_{2,N}=0,5(1+C/C_{cr,N}) \leq 1$	0,6
	$f_{2,sp}=0,5(1+C/C_{cr,sp}) \leq 1$	0,7
Minimireunaetäisyys (ankkurista riippuva)	C_{min}	55,0 mm
Reunaetäisyys on riittävä		

Keskiöetäisyyden vaikutus

Keskiöetäisyys (raudoituksen jako)	S	150 mm
Kriittinen keskiöetäisyys kartiomurtumiselle	$S_{cr,N}=2C_{r,N}$	600,0 mm
Kriittinen keskiöetäisyys halkeamismurtumiselle	$S_{cr,sp}=2C_{r,sp}$	400,0 mm
	$f_{3,N}=0,5(1+S/S_{cr,N}) \leq 1$	0,6
	$f_{3,sp}=0,5(1+S/S_{cr,sp}) \leq 1$	0,7

Injektointialustan raudoituksen jako

150,0 mm

Raudoituksen vaikutus

$$f_{re,N}=0,5 + h_{ef}/200mm \leq 1 \quad 1,0$$

Tämä on voimassa vain tiheän raudoituksen alueella (raudoitejako tiheämpi kuin 150mm)

Lämpötila-alue	Alusmateriaalin lämpötila	Max. pitkäkestoinen alusmateriaalin lämpötila	Max. lyhytkestoinen alusmateriaalin lämpötila
Lämpötila-alue I	-40°C - +40°C	+24°C	+40°C
Lämpötila-alue II	-40°C - +80°C	+50°C	+80°C
Lämpötila-alue III	-40°C - +120°C	+70°C	+120°C

Lämpöalue

Lämpötila-alue I

Suunnittelukapasiteetti yhdistetty	$N_{Rd,p}^0$	15,7 kN
Suunnittelukapasiteetti kartiomurto	$N_{Rd,c}^0$	21,3 kN

Suunnittelukapasiteetti vedolle on pienin arvo seuraavista

Teräksen kapasiteetti $N_{Rd,s}$ 25,3 kN

Yhdistetty tartunnan pettäminen ja betonin kartiomurtumisen kapasiteetti

$$N_{Rd,p}=N_{Rd,p}^0 f_{B,p} f_{1,N} f_{2,N} f_{3,N} f_{h,p} f_{re,N} \quad 9,3 \text{ kN}$$

Betonin kartiomurtokapasiteetti

$$N_{Rd,c}=N_{Rd,c}^0 f_{B} f_{1,N} f_{2,N} f_{3,N} f_{h,N} f_{re,N} \quad 13,4 \text{ kN}$$

Betonin halkeamismurtumisen kapasiteetti (vain halkeilematon betoni)

$$N_{Rd,sp}=N_{Rd,c}^0 f_{B} f_{1,SP} f_{2,SP} f_{3,SP} f_{h,N} f_{re,N} \quad - \text{ kN}$$

Yhden kemiallisen ankkurin vetokestävyys N_{Rd} 9,3 kNKokonaisvetokestävyys $N_{Rd,kok}=N_{Rd} n_{veto}$ 61,9 kN

Käyttöaste 78,5 %

Injektointimassan vetokestävyys on riittävä

Injektionin leikkauskestävyys

Suunnittelukapasiteetti leikkaukselle on pienin arvo seuraavista:

Teräksen kapasiteetti	$V_{Rd,s}$	
Betonin kampeamismurtokapasiteetti	$V_{Rd,cp} = \min(N_{Rd,p}; N_{Rd,c})k$	
Betonin reunamurtokapasiteetti	$V_{Rd,c} = V_{ORd,c} f_b f_{\beta} f_h f_4 f_{hef} f_c$	
Kampeamismurron kerroin	k	2,0
	$V_{ORd,c}$	7,6 kN
leikkausvoiman oletetaan olevan kohtisuora	f_{β}	1,0
Alusmateriaalin paksuuden vaikutus	$f_h = (h_a/1,5C)^{0,5} \leq 1$	1,0
Keskiö- ja reunaetäisyyden vaikutus	$f_4 = (C/h_{ef})^{1,5} 0,5(1+S/3C)$	0,2
Ankkurointisyyvyyden vaikutus	$f_{hef} = 0,05(h_{ef}/d)^{1,68}$	6,5
Reunaetäisyyden vaikutus	$f_c = (d/C)^{0,19}$	0,7

Suunnittelukapasiteetti leikkaukselle on pienin arvo seuraavista:

Teräksen kapasiteetti	$V_{Rd,s}$	15,3 kN
Betonin kampeamismurtokapasiteetti	$V_{Rd,cp} = \min(N_{Rd,p}; N_{Rd,c})k$	18,6 kN
Betonin reunamurtokapasiteetti	$V_{Rd,c} = V_{ORd,c} f_b f_{\beta} f_h f_4 f_{hef} f_c$	4,6 kN
Leikkauskestävyyden suunnitteluarvo	V_{Rd}	<u>4,6 kN</u>
Kokonaisleikkauskestävyys	$V_{Rd,kok} = V_{Rd} n$	15,4 kN
Leikkausvoima	V_d	12,2 kN
Käyttöaste		<u>79,6</u> %

Injektointimassan leikkauskestävyys on riittävä

Kommentit

Käyttörajatila

Kimmokertoimien suhde	$\alpha_e = E_s / E_c$	6,1
Laatan korkeuksien keskiarvo	$h = (h_u + h_{u,r}) / 2$	185,0 mm
Vetoterästen poikkileikkausala	$A_{s1} = A_{s,lisa} + A_{s,vanha}$	633,6 mm ²
Puristusterästen poikkileikkausala	A_{s2}	0,0 mm ²
Poikkileikkauksen pintala	$A_c = B \cdot h - A_{s1} - A_{s2}$	184366,4 mm ²
Muunnettu poikkileikkauspinta-ala	$A_i = A_c + (\alpha_e - 1)(A_{s1} + A_{s2})$	187572,6 mm ²
Pintakeskiön etäisyys	$y_0 = h / 2$	92,5 mm
Vetoterästen etäisyys	d_u	149,0 mm
Puristusterästen etäisyys	d_2	0,0 mm
	$y_{0i} = (y_0 A_c + (\alpha_e - 1)[A_{s1}(h - d_u) + A_{s2}(h - d_2)]) / A_i$	97,3 mm
Jäyhyysmomentti	$I_c = B h^3 / 12$	527635416,7 mm ⁴
Muunnetun poikkileikkauksen		
Jäyhyysmomentti	$I_i = I_c + A_c(y_{0i} - y_0)^2 + (\alpha_e - 1)[A_{s1}(y_{0i} - d_u)^2 + A_{s2}(y_{0i} - d_2)^2]$	540423413,0 mm ⁴
Puristusvyöhykkeen korkeus	$X_i = h - y_{0i}$	87,7 mm
Taivutusmomentti käyttörajatila	$M_{Ek} = \sum M_{gk} + \sum \Psi_{0,i} M_{qk,i} + \sum M F_k$	4,4 kNm
Taivutusvastus	$W_i = I_i / (h - X_i)$	5554713,0 mm ³
Vetolujuuden tehollinen arvo	$f_{ct,eff}$	käytetään arvoa f_{ctm}
Halkeilumomentti	$M_{R,cr} = f_{ct,eff} W_i$	16,1 kNm

Poikkileikkaus ei halkeile

Haljennut tila

Puristusvyöhykkeen korkeus		
$X_{II} = 1 / B \{ [(\alpha_e A_{s1} + (\alpha_e - 1) A_{s2})^2 + 2B(\alpha_e d_u A_{s1} + (\alpha_e - 1) d_u A_{s2})]^{0,5} - (\alpha_e A_{s1} + (\alpha_e - 1) A_{s2}) \}$		30,2 mm
Jäyhyysmomentti	$I_{II} = B X_{II}^3 / 3 + \alpha_e A_{s1} (d_u - X_{II})^2 + (\alpha_e - 1) A_{s2} (d_2 - X_{II})^2$	63327315,6 mm ⁴
Sisäinen momenttivarsi	$z_{II} = d_u - X_{II} / 3$	138,9 mm
Vetopuolella haljenneessa tilassa raudoituksen jännitys on	$\sigma_s = M_{Ed} / (A_{s1} z_{II})$	93,9 MPa

Suure	Kuorman luonne			
	ominaiskuormat	Pitkäaikais-	pakkomuutokset	
Betonin puristus jännitys	0,6	0,45 f_{ck}	-	
Raudoituksen vetojännitys	0,6	-	0,8	

Halkeilu pitkäaikaisista kuormista

Yhdistelykerroin	$\Psi_{2,i} =$	0,3
Pitkäaikaisten kuormien taivutusmomentti	$M_{eqp} = M_{gk} + \Psi_{2,i} \Sigma M_{qk,i} + \Psi_{2,i} \Sigma M F_k$	3,2 kNm
Raudoituksen jännitys	$\sigma_{s,ST} = M_{Eqp} / (A_s Z_{II})$	36,6 MPa
Kerroin jännitysjakaumalle	k_c (Puhdastaivutus)	0,4
Kerroin pakkovoimille	k	0,83
	$A_{ct} = B X_{II} / 2$	15099,2 mm ²
Minimiraudoitus	$A_{s,min} = k_c k_f A_{ct} / \sigma_{s,ST}$	394,4 mm ²
	$< A_{s1}$	633,6 mm ²

Rauditus riittää halkeamaleveyden rajoittamiseen
--

Halkeamaleveys

Halkeamaväli	$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	
Suojabetoni peite paksuus	c	35,0 mm
Raudoitteen halkaisija	ϕ	11,0 mm

Kerroin	Kertoimen arvo	Selite
k1	0,8	Hyvä tartunta
	1,6	Huonotartunta (lähes sileä)
k2	0,5	Taivutus
	1,0	Suora veto
k3	3,4	Kansallisesti valittava kerroin
k4	0,425	Kansallisesti valittava kerroin

Kertoimen k1 arvo interpoloidaan vanhojen ja uusien vetoterästen pinta-alojen suhteen

0,8	k_3	3,4
0,5	k_4	0,4

Tehollinen korkeus	$h_{c,eff} = \min(2,5(h-d), (h-x)/3, h/2)$	51,6 mm
Tehollinen poikkileikkaus ala	$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b$	51600,5 mm ²
Tehollinen raudoitussuhde	$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$	0,012
Halkeamaväli	$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	269,5 mm

k_t (pitkäaikaisille- 0,6 ja lyhytaikaisille kuormille 0,4)	0,6
---	-----

Venymien suhde $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = (\sigma_s - k_t f_{ctm} / \rho_{p,eff} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})) / E_s =$ -0,0002960% teräksen venymä $> 0,6 \sigma_s / E_s =$ 0,00011

Käytetään 60%:a teräksen venymästä

Halkeamaleveys $w_k = S_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ 0,0296 mmSallittu halkeamaleveys w_{max} 0,3 mm

Halkeamat ovat sallituissa rajoissa

Rasitusluokka	Halkeamaleveys w_{max} pitkäaikainen kuormitusyhdistelmä
X0, XC1	0,4
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,3
XD2, XD3, XS2, XS3	0,2

Taipuma

Taipuma ulkoisesta kuormasta

Halkeilumomentti	M_{cr}	16,1 kNm
Maksimimomentti KRT	M_{Ek}	4,4 kNm
$\beta=0,5$ toistuva pitkäaikainen kuorma tai 1,0 yksittäinen lyhytaikainen kuorma		0,5
Virumaluku	ϕ	2,0
Tehollinen kimmokerroin	$E_{c,eff}=E_{cm}/(1+\phi)$	11,0 Gpa
	$\zeta=1-\beta(M_{cr}/M_{Ek})^2 \geq 0$	0,00000
Halkeillun poikkileikkauksen käyryys	$1/r_{II}=M_{Ek}/E_{c,eff}/I_{II}$	0,00629 1/m
Halkeamattoman poikkileikkauksen käyryys	$1/r_I=M_{Ek}/E_{c,eff}/I_I$	0,00074 1/m
Kokonaiskäyryys	$1/r=\zeta 1/r_{II}+(1-\zeta)1/r_I$	0,00074 1/m
Kerroin tasaiselle kuormalle	K_Q	0,25
Taipuma	$a_M=KL^2/r$	0,3 mm

Taipuma kutistumasta

Kutistuman muodonmuutos	ϵ_{cs}	0,0005
	$S_I=A_{s1}(d_u-X_I)+A_{s2}(d_2-X_I)$	38799,5 mm ³
	$S_{II}=A_{s1}(d_u-X_{II})+A_{s2}(d_2-X_{II})$	75235,6 mm ³
Raudoituksen momentin staattinen suhde	$S/I=\zeta S_{II}/I_{II}+(1-\zeta)S_I/I_I$	0,07179 1/m
Käyryys kutistumasta	$1/r_{cs}=\epsilon_{cs}\alpha_e S/I$	0,00022 1/m
Kerroin	K_{cs}	0,25
Taipuma kutistumasta	$a_{cs}=K_{cs}L^2/r_{cs}$	0,1 mm
Kokonaistaipuma	$a=a_M+a_{cs}$	0,4 mm
Taipumaraja	$L/250$	5,4 mm
	Laatan taipuma ok	

LIITE 4

CASE 1: TALON 3 UUDEN PARVEKKEEN KANTAVUUDEN MITOITUS

	Rakennuskohde:	Työn nro:
	Case 1	
		Rakennuslupatunnus:

Talo-3 Huoneistoparveke

Rakennusvuosi		1936
Kuormitusleveys	B	1 m
Pituus	L	0,7 m
Seuraamusluokka	Keskisuuret seuraamukset	CC2
Yhdistelykerroin	K_{FI}	1
Rasitusluokka		XC4, XF3

Uuden parvekelaatan betonin materiaalitiedot

	Betoni	C30/37
Lieriölujuuden ominaisarvo	f_{ck}	30 MPa
Kuutiolujuuden ominaisarvo	$f_{ck, cube}$	37 MPa
Keskimääräinen puristuslujuus	f_{cm}	38 MPa
Keskimääräinen vetolujuus	f_{ctm}	2,9 MPa
Vetolujuuden omaisarvo	$f_{ctk0,05}$	2 MPa
Vetolujuuden 95% fraktaali	$f_{ctk0,95}$	3 MPa
Sekanttimoduuli	E_{cm}	33 GPa
	α_{cc}	0,85
Materiaalin ominaisvarmuusluku	γ_c	1,5
Lieriölujuuden mitoitusarvo	f_{cd}	17 MPa
Vetolujuuden mitoitusarvo	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_c$	1,33 MPa

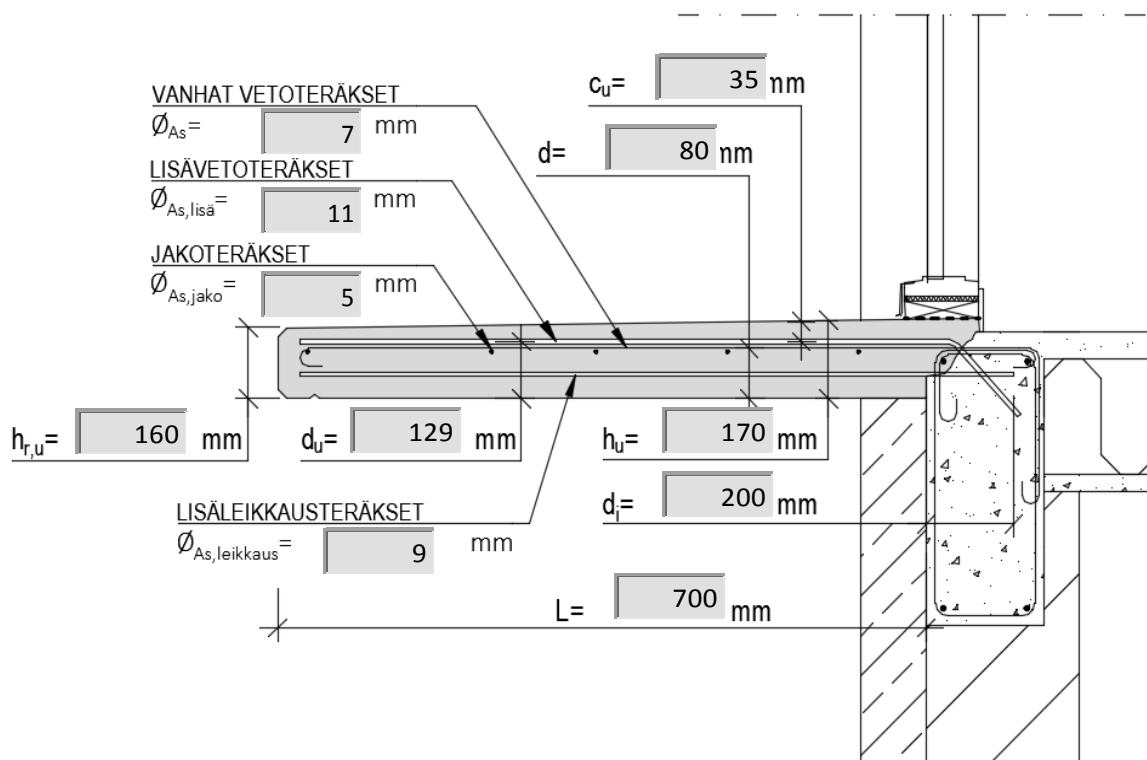
Vanhojen terästen materiaalitiedot

	Teräs	St37
Myötölujuuden ominaisarvo	$f_{yk,v}$	210 MPa
Materiaalin ominaisvarmuusluku	γ_s	1,15
Myötölujuuden mitoitusarvo	$f_{yd,v}$	183 MPa
Teräksen kimmokerroin	E_s	200 GPa

Uuden parvekelaatan tiedot

Uuden laatan korkeus tuella	h_u	170 mm
Laatan korkeus reunalla	$h_{r,u}$	160 mm
Vanhojen vetoteräksien halkaisija	ϕ_{As}	7 mm
Vanhan jakorautoituksen halkaisija	$\phi_{As,jako}$	5 mm
Vanhojen vetoteräksien tehollinen korkeus	d	80 mm
Vanhojen vetoteräksien jako	k	0 mm
Uusien lisävetoteräksien halkaisija	$\phi_{As,lisä}$	11 mm
Uusien lisäleikkausteräksien halkaisija	$\phi_{As,leikkaus}$	9 mm
Lisävetoteräksien suojabetonin paksuus	c_u	35 mm
Lisävetoteräksien tehollinen korkeus	$d_u = h_u - c_u - 1,1\phi_{As,lisä} / 2$	128,95 mm
Lisäterästen injektointisyvyys	d_i	200 mm

Uusitun parvekelaatan periaateleikkaus



Kuormitukset

Kuorma vaikuttaa	Tyyppi	Luonne	Suuruus
Kyllä	Laatan omapaino $G_{k,1}$		4,125 kN/m ²
Ei	Muu pysyväkuorma $G_{k,2}$		0 kN/m ²
Kyllä	Muuttuvakuorma 1. $Q_{k,1}$	Hyötykuorma	2,5 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 2. $Q_{k,2}$	Lumikuorma	0 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 3. $Q_{k,3}$		0 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 4. $Q_{k,4}$		0 kN/m ²

Mitoittava kuormitusyhdistelmä

1,15KFI ΣG_k + 1,5KFI $Q_{k,1}$

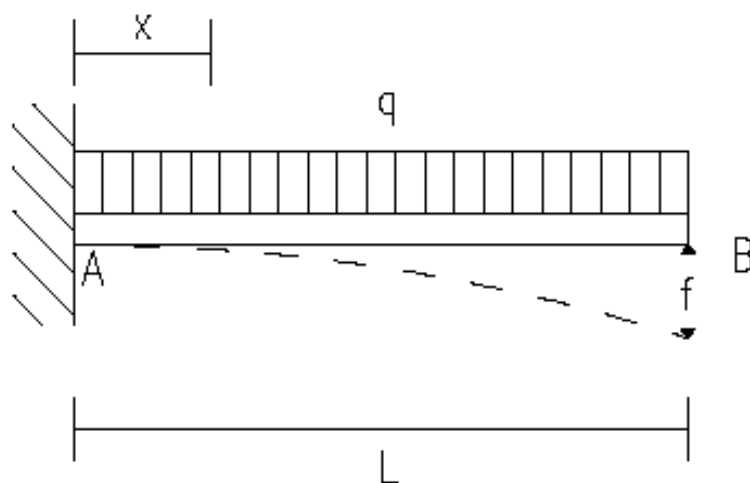
8,49 kN/m

Pistekuormat

Kuorma vaikuttaa	Tyyppi	Etäisyys x_0 (m)	Suuruus
Kyllä	Pistekuorma $F_{d,1}$	0,7	3 kN
Ei	Pistekuorma $F_{d,2}$	0	0 kN

Staattinen malli

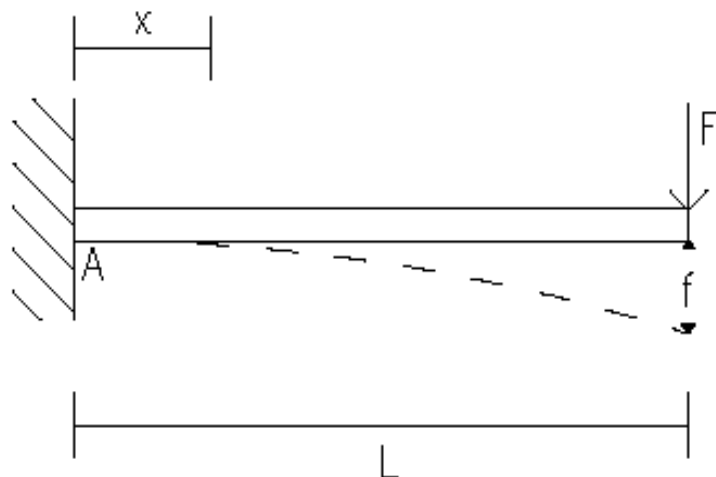
Uloke



$$A = qL$$

$$M_{\max} = -qL^2/2$$

$$f = \frac{1}{8EI}qL^4$$



$$A = F$$

$$M_x = -Fx$$

$$M_{\max} = FL$$

$$f = FL^3/3EI$$

Rasitukset tuella

Mitoitusmomentti	M_{Ed}	4,18	kNm
Leikkausvoima	V_{Ed}	8,95	kN

Vanhan pääraudoituksen taivutuskestävyys

Suhteellinen momentti	$\mu = M_{Ed} / (b d^2 f_{cd})$	0,038
Puristuspinnan suhteellinen korkeus	$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$	0,039
Momenttivarssi	$z = (1 - \beta/2) d$	78,4 mm
Taivutuksen vaatima raudoituksen pinta-ala	$A_{s,req'd} = M_{Ed} / (z f_{yd,v})$	291,9 mm ²
Minimiraudoitus	$A_{s,min} = 0,26 b_t d f_{ctm} / f_{yk,v}$	287,2 mm ²
	$A_{s,min} = 0,0013 b_t d$	104,0 mm ²
Vaadittu raudoitus	$A_{s,req}$	291,9 mm ²
Raudoituksen korroosion huomioiva kerroin	k_r	0,99
Pääraudoituksen tehollinen halkaisija	$\phi_{As,t} k_r$	6,93 mm
Tarvittava määrä	8 n	7,7 kpl
Raudoituksen minimijako	k_{min}	125,0 mm
Vanhan raudoituksen jako	k	0,00 mm
Käyttöaste		0,00 %
<u>Vanhaa raudoitusta ei hyödynnetä</u>		

Lisäraudoitus

Vanhan raudoituksen pinta-ala	$A_{s, vanha} = B \phi_{As}^2 \pi / (4 \cdot k)$	0,0 mm ²
Vanhan raudoituksen vastaanottama momentti	$M_v = A_{s, vanha} z f_{yd,v}$	0,0 kNm
Uusi suhteellinen momentti	$\mu_u = (M_{Ed} - M_v) / (b d_u^2 f_{cd})$	0,0148
Uusi puristuspinnan suhteellinen korkeus	$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}$	0,0149
Uusi momenttivarssi	$z_u = (1 - \beta_u/2) d_u$	128,0 mm

Lisävetoterästen ominaisuudet

Teräs	B600B	
f_{yk}	600	MPa
γ_s	1,15	
f_{yd}	522	MPa
E_s	200	GPa
Lisävetoteräksen halkaisija	$\phi_{As,lisä}$	11 mm

Lisäterästen ankkurointi

Rakenneluokka	2
---------------	---

Ankkurointi alustan ominaisuudet

Betoni	K	20
$f_{ck,v}$	14	MPa
$f_{cd,v}$	9,33	MPa
$f_{ctk,v}$	1,47	MPa
$f_{ctd,v}$	0,98	MPa

Tartuntakerroin (taulukosta)	k_b	2,4
Ankkuroinnin peruspituus	$l_{b0}=0,25\phi_{As,lisä}f_{yd}/k_b f_{ctd,v}$	608,2 mm
Injektointisyvyys	d_i	200 mm
Ankkuroinnin piennennyskerroin	$k_a=d_i/l_{b0} \leq 1$	0,329

Tartuntatila	Harjateräs A500HW B500B, B600B	Pyörötanko S235JRG2
I Tangon ja vaaktason välinen kulma (valuasennossa) $\geq 45^\circ$ tai raudoituksen etäisyys rakenteen alapinnasta on enintään 300mm	2,4	1
II Raudoituksen etäisyys alapinnasta yli 300mm tai rakenteet, joiden ankkurointialueella esiintyy poikittaisesta vedosta aiheutuvaa halkeilua	1,7	0,7

Momentin lisäraudoitus pinta-ala	$A_{s,lisä}=(M_{Ed}-M_v)/z_u f_{yd} k_a$	190,4 mm ²
Minimiraudoitus	$A_{s,min}=0,26b_t d f_{ctm}/f_{yk}-A_{s, vanha}$	162,0 mm ²
	$A_{s,min}=0,0013b_t d-A_{s, vanha}$	167,6 mm ²
Todellinen lisäraudoitus pinta-ala	$A_{s,lisä,tod}=\text{Max}(A_{s,lisä}; A_{s,min})$	190,4 mm ²
Lisäterästen määrä	n	2,00 kpl
	$n_{vaad,veto}$	3 kpl
Lisävetoraudoituksen minimijako	k_{min}	333,33 mm
Valitaan vetoteräs jaoksi	k	150 mm

Lisäleikkausraudoitus

Lisäleikkausterästen ominaisuudet

Teräs	B600B
f_{yk}	600 MPa
γ_s	1,15
f_{yd}	522 MPa
Es	200 GPa
Lisäleikkausteräksien halkaisija	$\phi_{As,leikkaus}$ 9 mm

Tartuntakerroin (taulukosta)	k_b	2,4
Ankkuroinnin peruspituus	$l_{b0}=0,25\phi_{As,leikkaus}f_{yd}/k_b f_{ctd,v}$	497,6 mm
Injektointisyvyys	d_i	200 mm
Ankkuroinnin piennennyskerroin	$k_a=d_i/l_{b0} \leq 1$	0,402
Leikkausvoima	V_d	8,95 kN
Tarvittava leikkausraudoitus pinta-ala	$A_v = \frac{\sqrt{3}V_d}{f_{yd}k_a}$	73,9 mm ²
Lisäterästen määrä	n	1,16 kpl
	$n_{vaad,leikkaus}$	2 kpl
Lisäleikkausraudoituksen minimijako	k_{min}	500,00 mm
Valitaan leikkausteräs jaoksi	k	300 mm

Injektoinnin kestävyys

Vanhojen terästen vastaanottama momentti $M_{\text{vanha}} = A_{s,\text{vanha}} z f_{y,d,v}$ 0,0 kNm

Mitoitusmomentti M_{Ed} 4,2 kNm

Uudelle raudoitukselle tuleva momentti $M_u = M_{Ed} - M_{\text{vanha}}$ 4,2 kNm

Injektoinnin kulma α ($0 \leq \alpha \leq 90$) °

Teräsiin aiheutuva vetovoima $F_v = \cos(\alpha) M_u / z_u$ 32,7 kN

Injektointimassa Hilti HIT-HY 200

Ankkurin tyyppi

Alustan betonityyppi

Suunnittelukapasiteetti vedolle on pienin arvo seuraavista

Teräksen kapasiteetti $N_{Rd,s}$

Yhdistetty tartunnan pettäminen ja betonin kartiomurtumisen kapasiteetti

$$N_{Rd,p} = N_{Rd,p}^0 f_{B,p} f_{1,N} f_{2,N} f_{3,N} f_{h,p} f_{re,N}$$

Betonin kartiomurtokapasiteetti

$$N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^0 f_B f_{1,N} f_{2,N} f_{3,N} f_{h,N} f_{re,N}$$

Betonin halkeamismurtumisen kapasiteetti (vain halkeilematon betoni)

$$N_{Rd,sp} = N_{Rd,c}^0 f_B f_{1,SP} f_{2,SP} f_{3,SP} f_{h,N} f_{re,N}$$

Betonin lujuuden vaikutuksen kertoimet $f_{B,p}$ 1,0

$$f_B = \sqrt{\frac{f_{ck,v}}{25 \text{ MPa}}} \quad 0,7$$

Ankkuurointisyvyyden vaikutus

Tyypillinen ankkurointisyvyys ankkurikoolle $h_{ef,typ}$ 100,0 mm

Akkurointisyvyys h_{ef} 200,0 mm

$$f_{h,p} = h_{ef} / h_{ef,typ} \quad 2,0$$

$$f_{h,N} = (h_{ef} / h_{ef,typ})^{1,5} \quad 2,8$$

Reunaetäisyyden vaikutus

Reunaetäisyys C mm

Alusmateriaalin paksuus h_a mm

Kriittinen reunaetäisyys kartiomurtumiselle $C_{cr,N} = 1,5 h_{ef}$ 300,0 mm

Kriittinen reunaetäisyys halkeamismurtumiselle $C_{cr,sp}$ 200,0 mm

$$C_{cr,sp} = \begin{cases} h_{ef} & \text{kun } h_a / h_{ef} > 2 \\ 4,6 h_{ef} - 1,8 h_a & \text{kun } 2 > h_a / h_{ef} > 1,3 \\ 2,26 h_{ef} & \text{kun } h_a / h_{ef} < 1,3 \end{cases}$$

	$f_{1,N}=0,7+0,3C/C_{cr,N} \leq 1$	0,8
	$f_{1,sp}=0,7+0,3C/C_{cr,sp} \leq 1$	0,9
	$f_{2,N}=0,5(1+C/C_{cr,N}) \leq 1$	0,7
	$f_{2,sp}=0,5(1+C/C_{cr,sp}) \leq 1$	0,8
Minimireunaetäisyys (ankkurista riippuva)	C_{min}	55,0 mm
Reunaetäisyys on riittävä		

Keskiöetäisyyden vaikutus

Keskiöetäisyys (raudoituksen jako)	S	150 mm
Kriittinen keskiöetäisyys kartiomurtumiselle	$S_{cr,N}=2C_{r,N}$	600,0 mm
Kriittinen keskiöetäisyys halkeamismurtumiselle	$S_{cr,sp}=2C_{r,sp}$	400,0 mm
	$f_{3,N}=0,5(1+S/S_{cr,N}) \leq 1$	0,6
	$f_{3,sp}=0,5(1+S/S_{cr,sp}) \leq 1$	0,7

Injektointialustan raudoituksen jako

150,0 mm

Raudoituksen vaikutus

$$f_{re,N}=0,5 + h_{ef}/200\text{mm} \leq 1 \quad 1,0$$

Tämä on voimassa vain tiheän raudoituksen alueella (raudoitejako tiheämpi kuin 150mm)

Lämpötila-alue	Alusmateriaalin lämpötila	Max. pitkäkestoinen alusmateriaalin lämpötila	Max. lyhytkestoinen alusmateriaalin lämpötila
Lämpötila-alue I	-40°C - +40°C	+24°C	+40°C
Lämpötila-alue II	-40°C - +80°C	+50°C	+80°C
Lämpötila-alue III	-40°C - +120°C	+70°C	+120°C

Lämpöalue

Lämpötila-alue I

Suunnittelukapasiteetti yhdistetty	$N_{Rd,p}^0$	15,7 kN
Suunnittelukapasiteetti kartiomurto	$N_{Rd,c}^0$	21,3 kN

Suunnittelukapasiteetti vedolle on pienin arvo seuraavista

Teräksen kapasiteetti $N_{Rd,s}$ 25,3 kN

Yhdistetty tartunnan pettäminen ja betonin kartiomurtumisen kapasiteetti

$$N_{Rd,p}=N_{Rd,p}^0 f_{B,p} f_{1,N} f_{2,N} f_{3,N} f_{h,p} f_{re,N} \quad 10,4 \text{ kN}$$

Betonin kartiomurtokapasiteetti

$$N_{Rd,c}=N_{Rd,c}^0 f_{B} f_{1,N} f_{2,N} f_{3,N} f_{h,N} f_{re,N} \quad 15,0 \text{ kN}$$

Betonin halkeamismurtumisen kapasiteetti (vain halkeilematon betoni)

$$N_{Rd,sp}=N_{Rd,c}^0 f_{B} f_{1,SP} f_{2,SP} f_{3,SP} f_{h,N} f_{re,N} \quad - \text{ kN}$$

Yhden kemiallisen ankkurin vetokestävyys N_{Rd} 10,4 kNKokonaisvetokestävyys $N_{Rd,kok}=N_{Rd} n_{veto}$ 69,6 kN

Käyttöaste 47,0 %

Injektointimassan vetokestävyys on riittävä

Injektionin leikkauskestävyys

Suunnittelukapasiteetti leikkaukselle on pienin arvo seuraavista:

Teräksen kapasiteetti	$V_{Rd,s}$	
Betonin kampeamismurtokapasiteetti	$V_{Rd,cp} = \min(N_{Rd,p}; N_{Rd,c})k$	
Betonin reunamurtokapasiteetti	$V_{Rd,c} = V_{ORd,c} f_b f_{\beta} f_h f_4 f_{hef} f_c$	
Kampeamismurron kerroin	k	2,0
	$V_{ORd,c}$	7,6 kN
leikkausvoiman oletetaan olevan kohtisuora	f_{β}	1,0
Alusmateriaalin paksuuden vaikutus	$f_h = (h_a/1,5C)^{0,5} \leq 1$	1,0
Keskiö- ja reunaetäisyyden vaikutus	$f_4 = (C/h_{ef})^{1,5} 0,5(1+S/3C)$	0,3
Ankkurointisyyvyyden vaikutus	$f_{hef} = 0,05(h_{ef}/d)^{1,68}$	6,5
Reunaetäisyyden vaikutus	$f_c = (d/C)^{0,19}$	0,7

Suunnittelukapasiteetti leikkaukselle on pienin arvo seuraavista:

Teräksen kapasiteetti	$V_{Rd,s}$	15,3 kN
Betonin kampeamismurtokapasiteetti	$V_{Rd,cp} = \min(N_{Rd,p}; N_{Rd,c})k$	20,9 kN
Betonin reunamurtokapasiteetti	$V_{Rd,c} = V_{ORd,c} f_b f_{\beta} f_h f_4 f_{hef} f_c$	6,4 kN
Leikkauskestävyyden suunnitteluarvo	V_{Rd}	<u>6,4 kN</u>
Kokonaisleikkauskestävyys	$V_{Rd,kok} = V_{Rd} n$	21,5 kN
Leikkausvoima	V_d	8,9 kN
Käyttöaste		<u>41,7 %</u>

Injektointimassan leikkauskestävyys on riittävä

Kommentit

Käyttörajatila

Kimmokertoimien suhde	$\alpha_e = E_s / E_c$	6,1
Laatan korkeuksien keskiarvo	$h = (h_u + h_{u,r}) / 2$	165,0 mm
Vetoterästen poikkileikkausala	$A_{s1} = A_{s,lisä} + A_{s, vanha}$	633,6 mm ²
Puristusterästen poikkileikkausala	A_{s2}	0,0 mm ²
Poikkileikkauksen pintala	$A_c = B \cdot h - A_{s1} - A_{s2}$	164366,4 mm ²
Muunnettu poikkileikkauspinta-ala	$A_i = A_c + (\alpha_e - 1)(A_{s1} + A_{s2})$	167572,6 mm ²
Pintakeskiön etäisyys	$y_0 = h / 2$	82,5 mm
Vetoterästen etäisyys	d_u	129,0 mm
Puristusterästen etäisyys	d_2	0,0 mm
	$y_{0i} = (y_0 A_c + (\alpha_e - 1)[A_{s1}(h - d_u) + A_{s2}(h - d_2)]) / A_i$	88,4 mm
Jäyhyysmomentti	$I_c = B h^3 / 12$	374343750,0 mm ⁴
Muunnetun poikkileikkauksen		
Jäyhyysmomentti	$I_i = I_c + A_c(y_{0i} - y_0)^2 + (\alpha_e - 1)[A_{s1}(y_{0i} - d_u)^2 + A_{s2}(y_{0i} - d_2)^2]$	385399236,7 mm ⁴
Puristusvyöhykkeen korkeus	$X_i = h - y_{0i}$	76,6 mm
Taivutusmomentti käyttörajatila	$M_{Ek} = \sum M_{gk} + \sum \Psi_{0,i} M_{qk,i} + \sum M F_k$	4,4 kNm
Taivutusvastus	$W_i = I_i / (h - X_i)$	4357907,3 mm ³
Vetolujuuden tehollinen arvo	$f_{ct,eff}$	käytetään arvoa f_{ctm}
Halkeilumomentti	$M_{R,cr} = f_{ct,eff} W_i$	12,6 kNm

Poikkileikkaus ei halkeile

Haljennut tila

Puristusvyöhykkeen korkeus		
$X_{II} = 1 / B \{ [(\alpha_e A_{s1} + (\alpha_e - 1) A_{s2})^2 + 2B(\alpha_e d_u A_{s1} + (\alpha_e - 1) d_u A_{s2})]^{0,5} - (\alpha_e A_{s1} + (\alpha_e - 1) A_{s2}) \}$		27,9 mm
Jäyhyysmomentti	$I_{II} = B X_{II}^3 / 3 + \alpha_e A_{s1} (d_u - X_{II})^2 + (\alpha_e - 1) A_{s2} (d_2 - X_{II})^2$	46446986,5 mm ⁴
Sisäinen momenttivarsi	$z_{II} = d_u - X_{II} / 3$	119,7 mm
Vetopuolella haljenneessa tilassa raudoituksen jännitys on	$\sigma_s = M_{Ed} / (A_{s1} z_{II})$	55,1 MPa

Suure	Kuorman luonne			
	ominaiskuormat	Pitkäaikais-	pakkomuutokset	
Betonin puristus jännitys	0,6	0,45 f_{ck}	-	
Raudoituksen vetojännitys	0,6	-	0,8	

Halkeilu pitkäaikaisista kuormista

Yhdistelykerroin	$\Psi_{2,i} =$	0,3
Pitkäaikaisten kuormien taivutusmomentti	$M_{eqp} = M_{gk} + \Psi_{2,i} \Sigma M_{qk,i} + \Psi_{2,i} \Sigma M F_k$	3,2 kNm
Raudoituksen jännitys	$\sigma_{s,ST} = M_{Eqp} / (A_s Z_{II})$	42,5 MPa
Kerroin jännitysjakaumalle	k_c (Puhdastaivutus)	0,4
Kerroin pakkovoimille	k	0,83
	$A_{ct} = B X_{II} / 2$	13931,1 mm ²
Minimirauditus	$A_{s,min} = k_c k_f A_{ct} / \sigma_{s,ST}$	313,5 mm ²
	$< A_{s1}$	633,6 mm ²

Rauditus riittää halkeamaleveyden rajoittamiseen
--

Halkeamaleveys

Halkeamaväli	$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	
Suojabetoni peite paksuus	c	35,0 mm
Raudoitteen halkaisija	ϕ	11,0 mm

Kerroin	Kertoimen arvo	Selite
k1	0,8	Hyvä tartunta
	1,6	Huonotartunta (lähes sileä)
k2	0,5	Taivutus
	1,0	Suora veto
k3	3,4	Kansallisesti valittava kerroin
k4	0,425	Kansallisesti valittava kerroin

Kertoimen k1 arvo interpoloidaan vanhojen ja uusien vetoterästen pinta-alojen suhteen

0,8	k_3	3,4
0,5	k_4	0,4

Tehollinen korkeus	$h_{c,eff} = \min(2,5(h-d), (h-x)/3, h/2)$	45,7 mm
Tehollinen poikkileikkaus ala	$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b$	45712,6 mm ²
Tehollinen raudoitussuhde	$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$	0,014
Halkeamaväli	$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$	252,3 mm

k_t (pitkäaikaisille- 0,6 ja lyhytaikaisille kuormille 0,4)	0,6
---	-----

Venymien suhde	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = (\sigma_s - k_t f_{ctm} / \rho_{p,eff} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})) / E_s =$	-0,00040
60% teräksen venymä	$> 0,6 \sigma_s / E_s =$	0,00013

Käytetään 60%:a teräksen venymästä

Halkeamaleveys	$w_k = S_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	0,0322 mm
Sallittu halkeamaleveys	w_{max}	0,3 mm

Halkeamat ovat sallituissa rajoissa

Rasitusluokka	Halkeamaleveys w_{max} pitkäaikainen kuormitusyhdistelmä
X0, XC1	0,4
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,3
XD2, XD3, XS2, XS3	0,2

Taipuma

Taipuma ulkoisesta kuormasta

Halkeilumomentti	M_{cr}	12,6 kNm
Maksimimomentti KRT	M_{Ek}	4,4 kNm
$\beta=0,5$ toistuva pitkäaikainen kuorma tai 1,0 yksittäinen lyhytaikainen kuorma		0,5
Virumaluku	ϕ	2,0
Tehollinen kimmokerroin	$E_{c,eff}=E_{cm}/(1+\phi)$	11,0 Gpa
	$\zeta=1-\beta(M_{cr}/M_{Ek})^2 \geq 0$	0,00000
Halkeillun poikkileikkauksen käyryys	$1/r_{II}=M_{Ek}/E_{c,eff}/I_{II}$	0,00857 1/m
Halkeamattoman poikkileikkauksen käyryys	$1/r_I=M_{Ek}/E_{c,eff}/I_I$	0,00103 1/m
Kokonaiskäyryys	$1/r=\zeta 1/r_{II}+(1-\zeta)1/r_I$	0,00103 1/m
Kerroin tasaiselle kuormalle	K_Q	0,25
Taipuma	$a_M=KL^2/r$	0,1 mm

Taipuma kutistumasta

Kutistuman muodonmuutos	ϵ_{cs}	0,0005
	$S_I=A_{s1}(d_u-X_I)+A_{s2}(d_2-X_I)$	33189,9 mm ³
	$S_{II}=A_{s1}(d_u-X_{II})+A_{s2}(d_2-X_{II})$	64044,7 mm ³
Raudoituksen momentin staattinen suhde	$S/I=\zeta S_{II}/I_{II}+(1-\zeta)S_I/I_I$	0,08612 1/m
Käyryys kutistumasta	$1/r_{cs}=\epsilon_{cs}\alpha_e S/I$	0,00026 1/m
Kerroin	K_{cs}	0,25
Taipuma kutistumasta	$a_{cs}=K_{cs}L^2/r_{cs}$	0,0 mm
Kokonaistaipuma	$a=a_M+a_{cs}$	0,2 mm
Taipumaraja	L/ 250	2,8 mm
	Laatan taipuma ok	

LIITE 5

CASE 2: B-PORTAAN UUDEN PARVEKKEEN KANTAVUUDEN
MITOITUS



Rakennuskohde:

Case 2: B-rappu

Työn nro:

Rakennuslupatunnus:

Uuden parvekelaatan kantavuuden mitoitus

Rakennusvuosi

Kuormitusleveys

B

Pituus

L

Seuraamusluokka

Yhdistelykerroin

 K_{FI}

Rasitusluokka

1937

1,25 m

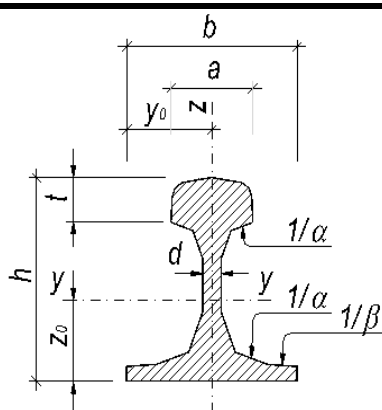
1,3 m

CC2

1

XC4, XF3

Ratakiskon profiili



$$G = A \cdot 7850 \text{ kg/m}^3$$

 $I = \text{Jäyhyysmomentti (hitausmomentti)}$
 $W = \text{Taivutusvastus}$

Kisko	Mitat				Poikkileikkausarvot			
	Kiskon		Varren	Hamaran	Poikki-	Paino	Kimmoteoria	
	korkeus	leveys	paksuus	leveys	leikkausala			
	h	b	d	a	A	G	I_y	W_y
	mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³
100	100	88	9	52	28,5	22,3	385,6	76,1
120	120	100	11,5	56	38,2	30,0	734,0	121,1
128	128	110	12	60	42,8	33,6	968,0	146,9
140	140	125	14	70	55,6	43,7	476,1	209,8
159	159	140	16	70	69,3	54,4	346,0	279,2
165	165	150	16	78	76,2	59,8	784,4	327,6

Valittu profiilin korkeus	h=	120
---------------------------	----	-----

Teräksen materiaalitiedot

Teräs	Määrittelemätön teräslaatu	
Myötölujuuden ominaisarvo	f_y	190 MPa
Materiaalin ominaisvarmuusluku	γ_{M0}	1,1
Myötölujuuden mitoitusarvo	f_{yd}	173 MPa
Teräksen kimmokerroin	E_s	200000 MPa
Liukukerroin	G	81000 MPa
Profiilin leveys	b	100 mm
Poikkileikkauksen pinta-ala	A	38,2 cm ²
Varren paksuus	d	11,5 mm
Varren korkeus	h_w	71 mm
Hamaran leveys	a	56 mm
Hamaran korkeus	t_h	39 mm
Alalaipan paksuus	t_c	10 mm
Käytetyn rataiskun jäyhyysmomentti	$I_{y,käytetty}=0,8I_y$	587,2 cm ⁴
Käytetyn rataiskun taivutusvastus	$W_{y,käytetty}=0,8W_y$	96,88 cm ³

Parvekelaatan betonin ominaisuudet

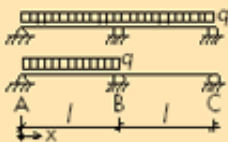
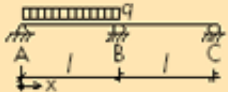
Betoni	C30/37	
Lieriölujuuden ominaisarvo	f_{ck}	30 MPa
Kuutiölujuuden ominaisarvo	$f_{ck, cube}$	37 MPa
Keskimääräinen puristuslujuus	f_{cm}	38 MPa
Keskimääräinen vetolujuus	f_{ctm}	2,9 MPa
Vetolujuuden omaisarvo	$f_{ctk0,05}$	2 MPa
Vetolujuuden 95% fraktaali	$f_{ctk0,95}$	3 MPa
Sekanttmoduuli	E_{cm}	33 GPa
	α_{cc}	0,85
Materiaalin ominaisvarmuusluku	γ_c	1,5
Lieriölujuuden mitoitusarvo	f_{cd}	17 MPa
Vetolujuuden mitoitusarvo	$f_{ctd}=f_{ctk0,05}/\gamma_c$	1,33 MPa

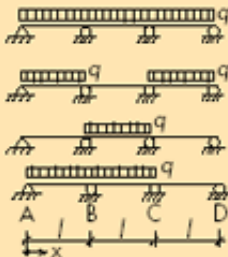
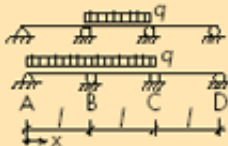
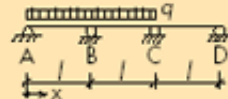
Parvekelaatan tiedot

Uuden laatan korkeus tuki	h	160 mm
Uuden laatan korkeus reuna	h_r	140 mm
Pintalaatan korkeus	h_p	20 mm

Kuormien jakautuminen kiskoille

Rinnakkain olevien kiskojen määrä	n	2 kpl
Omanpainon tukireaktio kerroin	k_g	1
Hyötykuorman tukireaktio kerroin	k_q	1

	Momentti			Tukireaktio			Taipuma	
	M_{AB}	M_B	M_{BC}	R_A	R_B	R_C	w	x
	0,070	-0,125	0,070	0,375	1,250	0,375	0,540	0,42
 <td>0,096</td> <td>-0,063</td> <td>-0,025</td> <td>0,438</td> <td>0,625</td> <td>0,063</td> <td>0,920</td> <td>0,47</td>	0,096	-0,063	-0,025	0,438	0,625	0,063	0,920	0,47

	M_{AB}	M_B	M_{BC}	M_C	M_{CD}	R_A	R_B	R_C	R_D	w	x
	0,080	-0,100	0,025	-0,100	0,080	0,400	1,100	1,100	0,400	0,690	0,45
	0,101	-0,050	-0,050	-0,050	0,101	0,450	0,550	0,550	0,450	0,990	0,48
 <td>-0,025</td> <td>-0,050</td> <td>0,075</td> <td>-0,050</td> <td>-0,025</td> <td>-0,050</td> <td>0,550</td> <td>0,550</td> <td>-0,050</td> <td>0,677</td> <td>1,50</td>	-0,025	-0,050	0,075	-0,050	-0,025	-0,050	0,550	0,550	-0,050	0,677	1,50
 <td>-0,072</td> <td>-0,117</td> <td>0,053</td> <td>-0,033</td> <td>-0,017</td> <td>0,383</td> <td>1,200</td> <td>0,450</td> <td>-0,033</td> <td>0,586</td> <td>0,43</td>	-0,072	-0,117	0,053	-0,033	-0,017	0,383	1,200	0,450	-0,033	0,586	0,43

Kuormat

Kyllä	Omapaino $G_{k,1}$		3,75 kN/m ²
Kyllä	Muu pysyväkuorma $G_{k,2}$		0,5 kN/m ²
Kyllä	Muuttuvakuorma 1. $Q_{k,1}$	Hyötykuorma	4 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 2. $Q_{k,2}$	Lumikuorma	0 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 3. $Q_{k,3}$	Tuulikuorma	0 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 4. $Q_{k,4}$	Hyötykuorma	0 kN/m ²

Ominaiskuormat kerrottuna tukireaktiokertoimilla

Omapaino $G_{k,1} k_g$	3,75 kN/m ²
Muu pysyväkuorma $G_{k,2} k_g$	0,5 kN/m ²
Muuttuvakuorma 1. $Q_{k,1} k_q$	4 kN/m ²
Muuttuvakuorma 2. $Q_{k,2} k_q$	0 kN/m ²
Muuttuvakuorma 3. $Q_{k,3} k_q$	0 kN/m ²
Muuttuvakuorma 4. $Q_{k,4} k_q$	0 kN/m ²

Mitoittava kuormitusyhdistelmä

1,15KFI ΣG_k + 1,5KFI $Q_{k,1}$

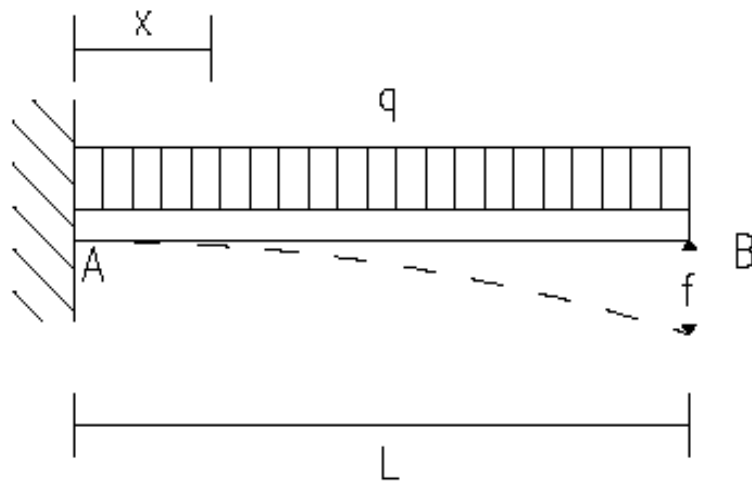
13,6094 kN/m

Etäisyys x_0 (m)

Ei	Pistekuorma $F_{d,1}$	0 m	0 kN
Ei	Pistekuorma $F_{d,2}$	0 m	0 kN

Staattinen malli

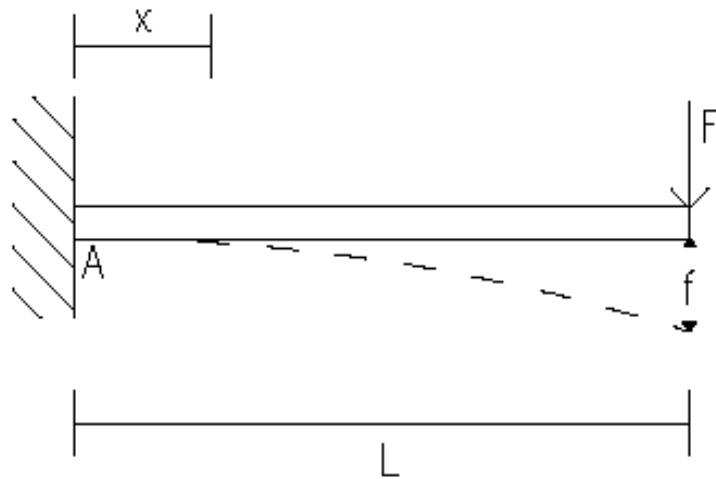
Uloke



$$A = qL$$

$$M_{\max} = -qL^2/2$$

$$f = \frac{1}{8EI}qL^4$$



$$A = F$$

$$M_x = -Fx$$

$$M_{\max} = FL$$

$$f = FL^3/3EI$$

Mitoitusmomentti
Leikkausvoima

11,50 kNm
17,69 kN

Taivutuskestävyys

Momentti	M_{Ed}	11,50 kNm
Poikkileikkauksen vääntövastus	$W_{y,käytetty}$	96880 mm ³
Palkin taivutuskestävyys	$M_{c, RD} = \frac{W_{Y, käytetty} f_y}{\gamma_{M0}}$	16,7 kNm
Taivutuskestävyys	$\frac{M_{Ed}}{M_{c, RD}}$	68,72 %

Leikkauskestävyys


Leikkausvoima	V_{Ed}	17,69 kN
Leikkauspinta-ala	$A_v = A \frac{h}{b + h}$	2083,64 mm ²
Leikkauskestävyys	$V_{pl, Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$	207,79 kN
Käyttöaste	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl, Rd}}$	8,51 %

Taipuma

Pysyvät kuormat käyttörajatilassa	$g = G_{k,1} B + G_{k,2} B$	5,31 kN/m
Muuttuvat kuormat käyttörajatilassa	$q = q_1 B + q_2 B + q_3 B + q_4 B$	5,00 kN/m
Jäyhyysmomentti	$I_{y,käytetty}$	5872000,00 mm ⁴
Hetkellinen taipuma pysyvistä kuormista	$w_{inst, G}$	1,61 mm
Pistekuorman hetkellinen taipuma pistekuormasta	$w_{inst, f}$	0,00 mm
Hetkellinen taipuma muuttuvista kuormista	$w_{inst, Q}$	1,52 mm
Hetkellinen taipuma	$w_{inst} = w_{inst, G} + w_{inst, Q} + w_{inst, f}$	3,135 mm
Taipumaraja	$L / 200$	6,50 mm
	$\geq w_{inst}$	3,13 mm
Käyttöaste		48,23 %

LIITE 6

CASE 2: C-PORTAAN UUDEN PARVEKKEEN KANTAVUUDEN
MITOITUS

	Rakennuskohde:	Työn nro:
	Case 2: C-rappu	
		Rakennuslupatunnus:

Uuden parvekelaatan kantavuuden mitoitus

Rakennusvuosi

Kuormitusleveys

Pituus

Seuraamusluokka

Yhdistelykerroin

Rasitusluokka

B

L

 K_{FI}

1937

1,35 m

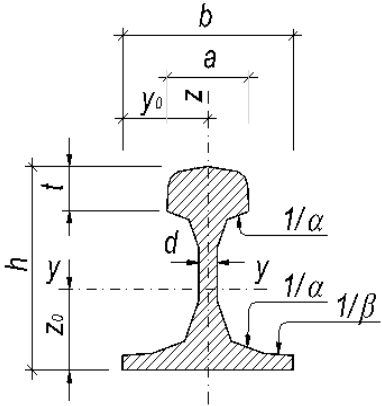
1,3 m

CC2

1

XC4, XF3

Ratakiskon profiili

 <div style="margin-left: 20px;"> $G = A \cdot 7850 \text{ kg/m}^3$ $I = \text{Jäyhyysmomentti (hitausmomentti)}$ $W = \text{Taivutusvastus}$ </div>								
Kisko	Mitat				Poikkileikkausarvot			
	Kiskon		Varren	Hamaran	Poikki-	Paino	Kimmoteoria	
	korkeus	leveys	paksuus	leveys	leikkausala			
	h	b	d	a	A	G	I_y	W_y
	mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³
100	100	88	9	52	28,5	22,3	385,6	76,1
120	120	100	11,5	56	38,2	30,0	734,0	121,1
128	128	110	12	60	42,8	33,6	968,0	146,9
140	140	125	14	70	55,6	43,7	476,1	209,8
159	159	140	16	70	69,3	54,4	346,0	279,2
165	165	150	16	78	76,2	59,8	784,4	327,6

Valittu profiilin korkeus	h=	100
---------------------------	----	-----

Teräksen materiaalitiedot

Teräs	Määrittelemätön teräslaatu	
Myötölujuuden ominaisarvo	f_y	190 MPa
Materiaalin ominaisvarmuusluku	γ_{M0}	1,1
Myötölujuuden mitoitusarvo	f_{yd}	173 MPa
Teräksen kimmokerroin	E_s	200000 MPa
Liukukerroin	G	81000 MPa
Profiilin leveys	b	88 mm
Poikkileikkauksen pinta-ala	A	28,5 cm ²
Varren paksuus	d	9 mm
Varren korkeus	h_w	55 mm
Hamaran leveys	a	52 mm
Hamaran korkeus	t_h	36 mm
Alalaipan paksuus	t_c	9 mm
Käytetyn rataiskun jäyhyysmomentti	$I_{y,käytetty}=0,8I_y$	308,48 cm ⁴
Käytetyn rataiskun taivutusvastus	$W_{y,käytetty}=0,8W_y$	60,88 cm ³

Parvekelaatan betonin ominaisuudet

Betoni	C30/37	
Lieriölujuuden ominaisarvo	f_{ck}	30 MPa
Kuutiölujuuden ominaisarvo	$f_{ck, cube}$	37 MPa
Keskimääräinen puristuslujuus	f_{cm}	38 MPa
Keskimääräinen vetolujuus	f_{ctm}	2,9 MPa
Vetolujuuden omaisarvo	$f_{ctk0,05}$	2 MPa
Vetolujuuden 95% fraktaali	$f_{ctk0,95}$	3 MPa
Sekanttmoduuli	E_{cm}	33 GPa
	α_{cc}	0,85
Materiaalin ominaisvarmuusluku	γ_c	1,5
Lieriölujuuden mitoitusarvo	f_{cd}	17 MPa
Vetolujuuden mitoitusarvo	$f_{ctd}=f_{ctk0,05}/\gamma_c$	1,33 MPa

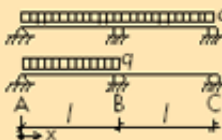
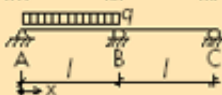
Parvekelaatan tiedot


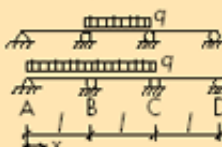

Uuden laatan korkeus tuki	h	210 mm
Uuden laatan korkeus reuna	h_r	190 mm
Pintalaatan korkeus	h_p	0 mm

Kuormien jakautuminen kiskoille

Rinnakkain olevien kiskojen määrä	n	3 kpl
Omanpainon tukireaktio kerroin	k_g	1,25
Hyötykuorman tukireaktio kerroin	k_q	1,25

Kuormituksia pitää kasvattaa keskimmaiselle kiskolle moniaukkoisen rakenteen johdosta

	Momentti			Tukireaktio			Taipuma	
	M_{AB}	M_B	M_{BC}	R_A	R_B	R_C	w	x
	0,070	-0,125	0,070	0,375	1,250	0,375	0,540	0,42
	0,096	-0,063	-0,025	0,438	0,625	0,063	0,920	0,47

	M_{AB}	M_B	M_{BC}	M_C	M_{CD}	R_A	R_B	R_C	R_D	w	x
	0,080	-0,100	0,025	-0,100	0,080	0,400	1,100	1,100	0,400	0,690	0,45
	0,101	-0,050	-0,050	-0,050	0,101	0,450	0,550	0,550	0,450	0,990	0,48
	-0,025	-0,050	0,075	-0,050	-0,025	-0,050	0,550	0,550	-0,050	0,677	1,50
	-0,072	-0,117	0,053	-0,033	-0,017	0,383	1,200	0,450	-0,033	0,586	0,43

Kuormat

Kyllä	Omapaino $G_{k,1}$		5 kN/m ²
Ei	Muu pysyväkuorma $G_{k,2}$		0 kN/m ²
Kyllä	Muuttuvakuorma 1. $Q_{k,1}$	Hyötykuorma	2,5 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 2. $Q_{k,2}$	Lumikuorma	0 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 3. $Q_{k,3}$	Tuulikuorma	0 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 4. $Q_{k,4}$	Hyötykuorma	0 kN/m ²

Ominaiskuormat kerrottuna tukireaktiokertoimilla

Omapaino $G_{k,1} k_g$	6,25 kN/m ²
Muu pysyväkuorma $G_{k,2} k_g$	0 kN/m ²
Muuttuvakuorma 1. $Q_{k,1} k_q$	3,125 kN/m ²
Muuttuvakuorma 2. $Q_{k,2} k_q$	0 kN/m ²
Muuttuvakuorma 3. $Q_{k,3} k_q$	0 kN/m ²
Muuttuvakuorma 4. $Q_{k,4} k_q$	0 kN/m ²

Mitoittava kuormitusyhdistelmä

1,15KFI ΣG_k + 1,5KFI $Q_{k,1}$

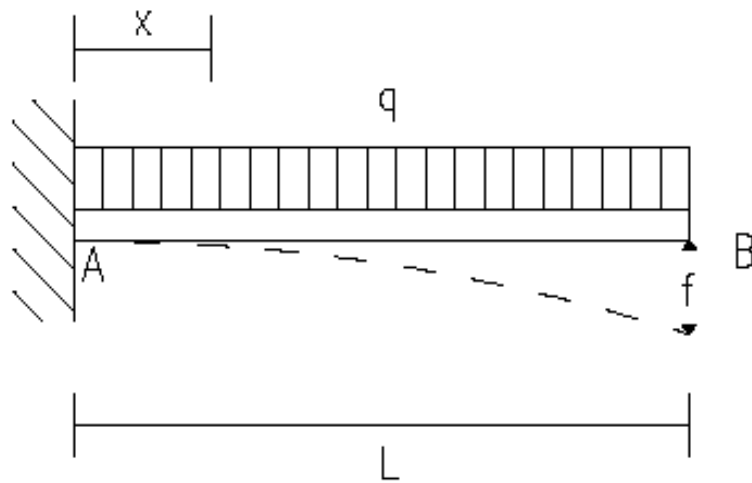
16,0313 kN/m

Etäisyys x_0 (m)

Ei	Pistekuorma $F_{d,1}$	0 m	0 kN
Ei	Pistekuorma $F_{d,2}$	0 m	0 kN

Staattinen malli

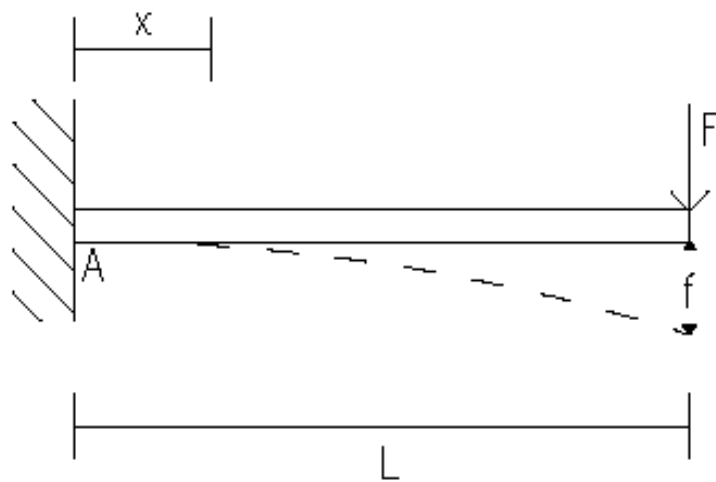
Uloke



$$A = qL$$

$$M_{\max} = -qL^2/2$$

$$f = \frac{1}{8EI} qL^4$$



$$A = F$$

$$M_x = -Fx$$

$$M_{\max} = FL$$

$$f = FL^3/3EI$$

Mitoitusmomentti
Leikkausvoima

13,55 kNm
20,84 kN

Taivutuskestävyys

Momentti	M_{Ed}	13,55 kNm
Poikkileikkauksen vääntövastus	$W_{y,käytetty}$	60880 mm ³
Palkin taivutuskestävyys	$M_{c,RD} = \frac{W_{Y,käytetty} f_y}{\gamma_{M0}}$	10,5 kNm
Taivutuskestävyys	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,RD}}$	128,82 %

Leikkauskestävyys

Leikkausvoima	V_{Ed}	20,84 kN
Leikkauspinta-ala	$A_v = A \frac{h}{b+h}$	1515,96 mm ²
Leikkauskestävyys	$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$	151,18 kN
Käyttöaste	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}}$	13,79 %

Taipuma

Pysyvät kuormat käyttörajatilassa	$g = G_{k,1} B + G_{k,2} B$	8,44 kN/m
Muuttuvat kuormat käyttörajatilassa	$q = q_1 B + q_2 B + q_3 B + q_4 B$	4,22 kN/m
Jäyhyysmomentti	$I_{y,käytetty}$	3084800,00 mm ⁴
Hetkellinen taipuma pysyvistä kuormista	$w_{inst,G}$	4,88 mm
Pistekuorman hetkellinen taipuma pistekuormasta	$w_{inst,f}$	0,00 mm
Hetkellinen taipuma muuttuvista kuormista	$w_{inst,Q}$	2,44 mm
Hetkellinen taipuma	$w_{inst} = w_{inst,G} + w_{inst,Q} + w_{inst,f}$	7,324 mm
Taipumaraja	$L / 150$	8,67 mm
	$\geq w_{inst}$	7,32 mm
Käyttöaste		84,50 %

Lisäraudoitus

Lisäterästen tiedot

Uusien lisävetoteräksien halkaisija
Lisävetoteräksien suojabetonin paksuus
Lisävetoteräksien tehollinen korkeus
Lisäterästen injektointisyvyys

$\phi_{As,lisä}$	9	mm
c_u	110	mm
$d_u = h - c_u - 1,1\phi_{As,lisä}/2$	95,05	mm
d_i	200	mm

Uusille teräksille tuleva momentti $M_{ud} = M_{Ed} - M_{c,Rd}$ 3,03 kNm
Uusi suhteellinen momentti $\mu_u = M_{ud}/(b d_u^2 f_{cd})$ 0,0146
Uusi puristuspuunnan suhteellinen korkeus $\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}$ 0,0147
Uusi momenttivarsi $z_u = (1 - \beta_u/2)d_u$ 94,4 mm

Lisävetoterästen ominaisuudet

Myötölujuuden ominaisarvo
Materiaalin ominaisvarmuusluku
Myötölujuuden mitoitusarvo
Teräksen kimmokerroin

Teräs	B600B	
f_{yk}	600	MPa
γ_s	1,15	
f_{yd}	522	MPa
E_s	200	GPa

Lisäterästen ankkurointi

Ankkurointi alustan ominaisuudet

Rakenneluokka

2

Lujuusarvot ominaisarvo
Lujuusarvot mitoitusarvo
Vetolujuuden omaisarvo
Vetolujuuden mitoitusarvo
Tartuntakerroin (taulukosta)
Ankkuroinnin peruspituus
Injektointisyvyys
Ankkuroinnin piennennyskerroin

Betoni	K	20	
$f_{ck,v}$		14	MPa
$f_{cd,v}$		9,33	MPa
$f_{ctk,v}$		1,47	MPa
$f_{ctd,v}$		0,98	MPa
k_b		2,4	
$l_{b0} = 0,25\phi_{As,lisä} f_{yd}/k_b f_{ctd,v}$			497,6 mm
d_i			200 mm
$k_a = d_i/l_{b0} \leq 1$			0,402

	Tartuntatila	Harjateräs A500HW B500B, B600B	Pyörötanko S235JRG2
I	Tangon ja vaaktason välinen kulma (valuasennossa) $\geq 45^\circ$ tai raudoituksen etäisyys rakenteen alapinnasta on enintään 300mm	2,4	1
II	Raudoituksen etäisyys alapinnasta yli 300mm tai rakenteet, joiden ankkurointialueella esiintyy poikittaisesta vedosta aiheutuvaa halkeilua	1,7	0,7

Momentin lisäraudoitus pinta-ala $A_{s,lisä} = M_{ud}/z_u f_{yd} k_a$ 153,2 mm²
Lisäterästen määrä n 2,41 kpl
 $n_{vaad,veto}$ 3 kpl

Injektoinnin kestävyys

Uudelle raudoitukselle tuleva momentti

$$M_u = M_{Ed} - M_{c,Rd}$$

3,0 kNm

Injektoinnin kulma

$$\alpha \ (0 \leq \alpha \leq 90)$$

0°

Teräsiin aiheutuva vetovoima

$$F_v = \cos(\alpha) M_u / z_u$$

5,8 kN

Injektointimassa

Ankkurin tyyppi

Hilti HIT-HY 200

Alustan betonityyppi

HIT-V 5.8
Halkeillut betoni

Suunnittelukapasiteetti vedolle on pienin arvo seuraavista

Teräksen $N_{Rd,s}$

Yhdistetty tartunnan pettäminen ja betonin kartiomurtumisen kapasiteetti

$$N_{Rd,p} = N_{Rd,p}^0 f_{B,p} f_{1,N} f_{2,N} f_{3,N} f_{h,p} f_{re,N}$$

Betonin kartiomurtokapasiteetti

$$N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^0 f_B f_{1,N} f_{2,N} f_{3,N} f_{h,N} f_{re,N}$$

Betonin halkeamismurtumisen kapasiteetti (vain halkeilematon betoni)

$$N_{Rd,sp} = N_{Rd,c}^0 f_B f_{1,sp} f_{2,sp} f_{3,sp} f_{h,N} f_{re,N}$$

Betonin lujuuden vaikutuksen kertoimet

$$f_{B,p}$$

1,0

$$f_B = \sqrt{\frac{f_{ck,v}}{25 \text{ MPa}}}$$

0,7

Ankkurointisyvyyden vaikutus

Tyypillinen ankkurointisyvyys ankkurikoolle

$$h_{ef,typ}$$

85,0 mm

Akkurointisyvyys

$$h_{ef}$$

200,0 mm

$$f_{h,p} = h_{ef} / h_{ef,typ}$$

2,4

$$f_{h,N} = (h_{ef} / h_{ef,typ})^{1,5}$$

3,6

Reunaetäisyyden vaikutus

Reunaetäisyys

$$C$$

50,0 mm

Alusmateriaalin paksuus

$$h_a$$

400 mm

Kriittinen reunaetäisyys kartiomurtumiselle

$$C_{cr,N} = 1,5 h_{ef}$$

300,0 mm

Kriittinen reunaetäisyys halkeamismurtumiselle

$$C_{cr,sp}$$

200,0 mm

$$C_{cr,sp} = \begin{cases} h_{ef} \\ 4,6 h_{ef} - 1,8 h_a \\ 2,26 h_{ef} \end{cases}$$

$$\text{kun } h_a / h_{ef} > 2$$

$$\text{kun } 2 > h_a / h_{ef} > 1,3$$

$$\text{kun } h_a / h_{ef} < 1,3$$

$$f_{1,N} = 0,7 + 0,3 C / C_{cr,N} \leq 1$$

0,8

$$f_{1,sp} = 0,7 + 0,3 C / C_{cr,sp} \leq 1$$

0,8

$$f_{2,N} = 0,5 (1 + C / C_{cr,N}) \leq 1$$

0,6

$$f_{2,sp} = 0,5 (1 + C / C_{cr,sp}) \leq 1$$

0,6

Minimireunaetäisyys (ankkurista riippuva) C_{min} 45,0 mm
Reunaetäisyys on riittävä

Keskiöetäisyyden vaikutus

Keskiöetäisyys (raudoituksen jako) S 150 mm
Kriittinen keskiöetäisyys kartiomurtumiselle $S_{cr,N}=2C_{r,N}$ 600,0 mm
Kriittinen keskiöetäisyys halkeamismurtumiselle $S_{cr,sp}=2C_{r,sp}$ 400,0 mm
 $f_{3,N}=0,5(1+S/S_{cr,N}) \leq 1$ 0,6
 $f_{3,sp}=0,5(1+S/S_{cr,sp}) \leq 1$ 0,7

Injektointialustaraudoituksen jako 150,0 mm

Raudoituksen vaikutus $f_{re,N}=0,5 + h_{ef}/200mm \leq 1$ 1,0

Tämä on voimassa vain tiheän reudoituksen alueella (raudoitejako tiheämpi kuin 150mm)

Lämpötila-alue	Alusmateriaalin lämpötila	Max. pitkäkestoinen alusmateriaalin lämpötila	Max. lyhytkestoinen alusmateriaalin lämpötila
Lämpötila-alue I	-40°C - +40°C	+24°C	+40°C
Lämpötila-alue II	-40°C - +80°C	+50°C	+80°C
Lämpötila-alue III	-40°C - +120°C	+70°C	+120°C

Lämpöalue Lämpötila-alue I

Suunnittelukapasiteetti yhdistetty $N_{Rd,p}^0$ 8,4 kN

Suunnittelukapasiteetti kartiomurto $N_{Rd,c}^0$ 16,1 kN

Suunnittelukapasiteetti vedolle on pienin arvo seuraavista

Teräksen $N_{Rd,s}$ 16,7 kN

Yhdistetty tartunnan pettäminen ja betonin kartiomurtumisen kapasiteetti

$N_{Rd,p}=N_{Rd,p}^0 f_{B,p} f_{1,N} f_{2,N} f_{3,N} f_{h,p} f_{re,N}$ 5,4 kN

Betonin kartiomurtokapasiteetti

$N_{Rd,c}=N_{Rd,c}^0 f_B f_{1,N} f_{2,N} f_{3,N} f_{h,N} f_{re,N}$ 11,9 kN

Betonin halkeamismurtumisen kapasiteetti (vain halkeilematon betoni)

$N_{Rd,sp}=N_{Rd,c}^0 f_B f_{1,SP} f_{2,SP} f_{3,SP} f_{h,N} f_{re,N}$ - kN


Yhden kemiallisen ankkurin vetokestävyys N_{Rd} 5,4 kN

$N_{Rd,kok}=N_{Rd} n_{vaad,veto}$ 16,3 kN

Käyttöaste 35,7 %

LIITE 7

TOTEUTETTU KOHDE 1: VANHAN PARVEKERAKENTEEEN KANTAVUUDEN TARKISTUS

	Rakennuskohde: Totetutettu korjauskohde 1	Työn nro:
		Rakennuslupatunnus:

Vanhan parvekelaatan kantavuuden tarkistus sallituilla jännityksillä

Rakennusvuosi		1937
Kuormitusleveys	B	1 m
Pituus	L	1 m
Rakenneluokka		2

Betonin materiaali tiedot

Sallitty taivutusjännitys
Betoniluokka

Betoni	Luokittelematon
$f_{c,sall}$	4 MPa

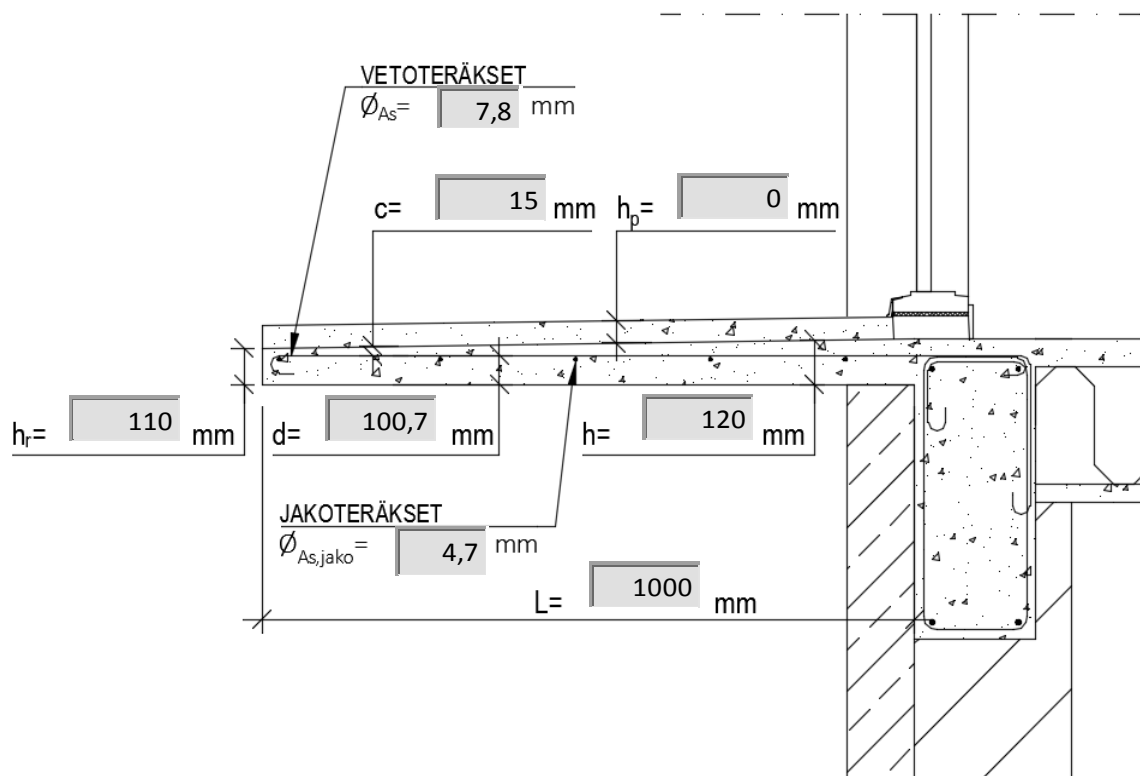
Myötölujuuden ominaisarvo
Teräksen kimmokerroin

Teräs	St37
$f_{y,sall}$	120 MPa
Es	200 GPa

Laatan tiedot

Korkeus	h	120 mm
Korkeus ulkoreunalla	h_r	110 mm
Pintalaatan korkeus	h_p	0 mm
Suojabetonin paksuus	c	15 mm
Pääraudoituksen halkaisija	ϕ_{As}	7,8 mm
Pääraudoituksen k/k jako	k	150 mm
Jakoraudoituksen halkaisija	$\phi_{As,jako}$	4,7 mm
Tehollinen korkeus	$d=h-c-1,1\phi_{As}/2$	100,71 mm

Vanha parvekelaatan periaateleikkaus



Kuormat

Tyyppi	Luonne	Suuruus
Omapaino $G_{k,1}$	Omapaino	2,875 kN/m ²
Omapaino $G_{k,2}$	Muu pysyväkuorma	0 kN/m ²
Muuttuvakuorma 1. $Q_{k,1}$	Hyötykuorma	2,5 kN/m ²
Muuttuvakuorma 2. $Q_{k,2}$	Lumikuorma	0 kN/m ²
Muuttuvakuorma 3. $Q_{k,3}$	Tuulikuorma	0 kN/m ²

Kokonaiskuorma

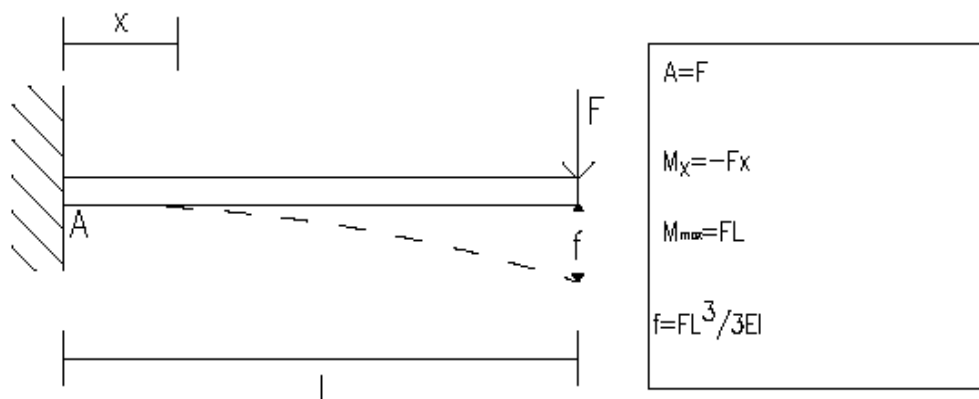
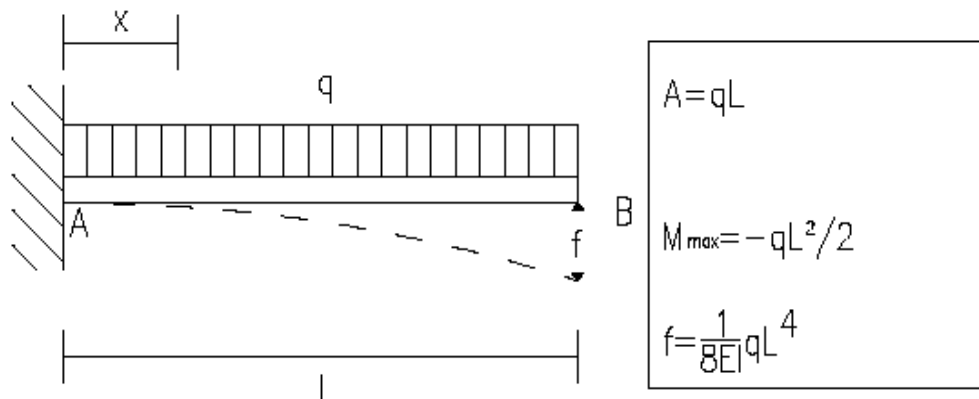
$(G_{k,2} + G_{k,2} + Q_{k,1} + Q_{k,2} + Q_{k,3})B$

5,38 kN/m

Kuorma vaikuttaa	Tyyppi	Etäisyys x_0 (m)	Suuruus
Ei	Pistekuorma $F_{d,1}$	0	0 kN
Ei	Pistekuorma $F_{d,2}$	0	0 kN

Staattinen malli

Uloke



Rasitukset tuella

Mitoitusmomentti	M_{Ed}	2,69 kNm
Leikkausvoima	V_d	5,38 kN

Pääraudoitus


Suhteellinen momentti	$\mu = M_{Ed} / (bd^2 f_{c,sall})$	0,066
Puristuspinnan suhteellinen korkeus	$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$	0,069
Momenttivarssi	$z = (1 - \beta/2)d$	97,26 mm
Taivutuksen vaatima raudoituksen pinta-ala	$A_{s,req'd} = M_{Ed} / z f_{y,sall}$	230,28 mm ²
Pääraudoituksen halkaisija	ϕ_{As}	7,80 mm
	n	4,82 kpl
Raudoituksen minimijako	k_{vaad}	207,50 mm
Vanhan raudoituksen jako	k	150,00 mm
Käyttöaste	k/k_{vaad}	72,29 %

Vanhan parvekkeen kantavuus on riittävä

Kommentit

LIITE 8

TOTEUTETTU KOHDE 2: UUDEN PARVEKERAKENTTEEN KANTAVUUDEN TARKISTUS

	Rakennuskohde:	Työn nro:
	Toteutettu kohde 2	
		Rakennuslupatunnus:

Uuden parvekelaatan kantavuuden tarkistus rajatilamenetelmällä

Rakennusvuosi

Kuormitusleveys

Pituus

Seuraamusluokka

Yhdistelykerroin

Rasitusluokka

B

L

 K_{FI}

1928

1 m

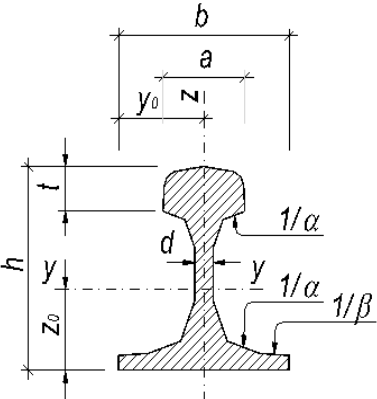
1,4 m

CC2

1

XC4, XF3

Ratakiskon profiili

 <div style="margin-left: 20px;"> $G = A \cdot 7850 \text{ kg/m}^3$ $I = \text{Jäyhyysmomentti (hitausmomentti)}$ $W = \text{Taivutusvastus}$ </div>								
Kisko	Mitat				Poikkileikkausarvot			
	Kiskon		Varren	Hamaran	Poikki-	Paino	Kimmoteoria	
	korkeus	leveys	paksuus	leveys	leikkausala		I_y	W_y
	h	b	d	a	A	G	cm^4	cm^3
	mm	mm	mm	mm	cm^2	kg/m		
100	100	88	9	52	28,5	22,3	385,6	76,1
120	120	100	11,5	56	38,2	30,0	734,0	121,1
128	128	110	12	60	42,8	33,6	968,0	146,9
140	140	125	14	70	55,6	43,7	476,1	209,8
159	159	140	16	70	69,3	54,4	346,0	279,2
165	165	150	16	78	76,2	59,8	784,4	327,6

Valittu profiilin korkeus	h= 100
---------------------------	--------

Teräksen materiaalitiedot

Teräs	Määrittelemätön teräslaatu	
Myötölujuuden ominaisarvo	f_y	190 MPa
Materiaalin ominaisvarmuusluku	γ_{M0}	1,1
Myötölujuuden mitoitusarvo	f_{yd}	173 MPa
Teräksen kimmokerroin	E_s	200000 MPa
Liukukerroin	G	81000 MPa
Profiilin leveys	b	88 mm
Poikkileikkauksen pinta-ala	A	28,5 cm ²
Varren paksuus	d	9 mm
Varren korkeus	h_w	55 mm
Hamaran leveys	a	52 mm
Hamaran korkeus	t_h	36 mm
Alalaipan paksuus	t_c	9 mm
Käytetyn rataiskun jäyhyysmomentti	$I_{y,käytetty}=0,8I_y$	308,48 cm ⁴
Käytetyn rataiskun taivutusvastus	$W_{y,käytetty}=0,8W_y$	60,88 cm ³

Parvekelaatan betonin ominaisuudet

Betoni	C30/37	
Lieriölujuuden ominaisarvo	f_{ck}	30 MPa
Kuutiölujuuden ominaisarvo	$f_{ck, cube}$	37 MPa
Keskimääräinen puristuslujuus	f_{cm}	38 MPa
Keskimääräinen vetolujuus	f_{ctm}	2,9 MPa
Vetolujuuden omaisarvo	$f_{ctk0,05}$	2 MPa
Vetolujuuden 95% fraktaali	$f_{ctk0,95}$	3 MPa
Sekanttmoduuli	E_{cm}	33 GPa
	α_{cc}	0,85
Materiaalin ominaisvarmuusluku	γ_c	1,5
Lieriölujuuden mitoitusarvo	f_{cd}	17 MPa
Vetolujuuden mitoitusarvo	$f_{ctd}=f_{ctk0,05}/\gamma_c$	1,33 MPa

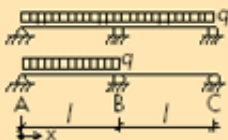
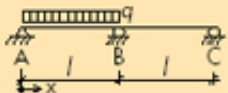
Parvekelaatan tiedot

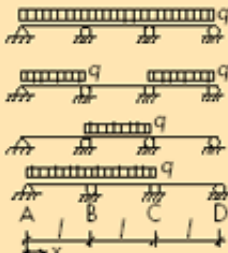
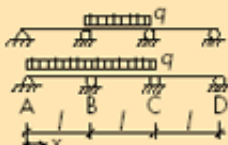

Uuden laatan korkeus tuki	h	200 mm
Uuden laatan korkeus reuna	h_r	180 mm
Pintalaatan korkeus	h_p	0 mm

Kuormien jakautuminen kiskoille

Rinnakkain olevien kiskojen määrä	n	4 kpl
Omanpainon tukireaktio kerroin	k_g	1,1
Hyötykuorman tukireaktio kerroin	k_q	1,2

Kuormituksia pitää kasvattaa keskimmaiselle kiskolle moniaukkoisen rakenteen johdosta

	Momentti			Tukireaktio			Taipuma	
	M_{AB}	M_B	M_{BC}	R_A	R_B	R_C	w	x
	0,070	-0,125	0,070	0,375	1,250	0,375	0,540	0,42
 <td>0,096</td> <td>-0,063</td> <td>-0,025</td> <td>0,438</td> <td>0,625</td> <td>0,063</td> <td>0,920</td> <td>0,47</td>	0,096	-0,063	-0,025	0,438	0,625	0,063	0,920	0,47

	M_{AB}	M_B	M_{BC}	M_C	M_{CD}	R_A	R_B	R_C	R_D	w	x
	0,080	-0,100	0,025	-0,100	0,080	0,400	1,100	1,100	0,400	0,690	0,45
	0,101	-0,050	-0,050	-0,050	0,101	0,450	0,550	0,550	0,450	0,990	0,48
 <td>-0,025</td> <td>-0,050</td> <td>0,075</td> <td>-0,050</td> <td>-0,025</td> <td>-0,050</td> <td>0,550</td> <td>0,550</td> <td>-0,050</td> <td>0,677</td> <td>1,50</td>	-0,025	-0,050	0,075	-0,050	-0,025	-0,050	0,550	0,550	-0,050	0,677	1,50
 <td>-0,072</td> <td>-0,117</td> <td>0,053</td> <td>-0,033</td> <td>-0,017</td> <td>0,383</td> <td>1,200</td> <td>0,450</td> <td>-0,033</td> <td>0,586</td> <td>0,43</td>	-0,072	-0,117	0,053	-0,033	-0,017	0,383	1,200	0,450	-0,033	0,586	0,43

Kuormat

Kyllä	Omapaino $G_{k,1}$		4,75 kN/m ²
Ei	Muu pysyväkuorma $G_{k,2}$		0 kN/m ²
Kyllä	Muuttuvakuorma 1. $Q_{k,1}$	Hyötykuorma	2,5 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 2. $Q_{k,2}$	Lumikuorma	0 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 3. $Q_{k,3}$	Tuulikuorma	0 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 4. $Q_{k,4}$	Hyötykuorma	0 kN/m ²

Ominaiskuormat kerrottuna tukireaktiokertoimilla

Omapaino $G_{k,1} k_g$	5,225 kN/m ²
Muu pysyväkuorma $G_{k,2} k_g$	0 kN/m ²
Muuttuvakuorma 1. $Q_{k,1} k_q$	3 kN/m ²
Muuttuvakuorma 2. $Q_{k,2} k_q$	0 kN/m ²
Muuttuvakuorma 3. $Q_{k,3} k_q$	0 kN/m ²
Muuttuvakuorma 4. $Q_{k,4} k_q$	0 kN/m ²

Mitoittava kuormitusyhdistelmä

1,15KFI ΣG_k + 1,5KFI $Q_{k,1}$

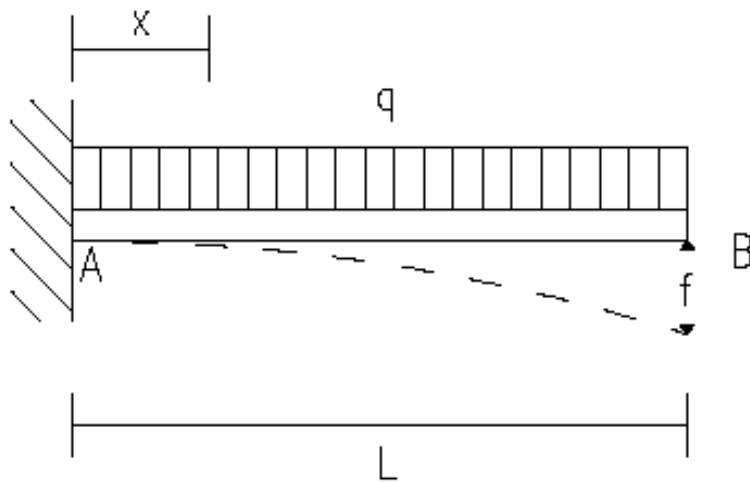
10,5088 kN/m

Etäisyys x_0 (m)

Ei	Pistekuorma $F_{d,1}$	0 m	0 kN
Ei	Pistekuorma $F_{d,2}$	0 m	0 kN

Staattinen malli

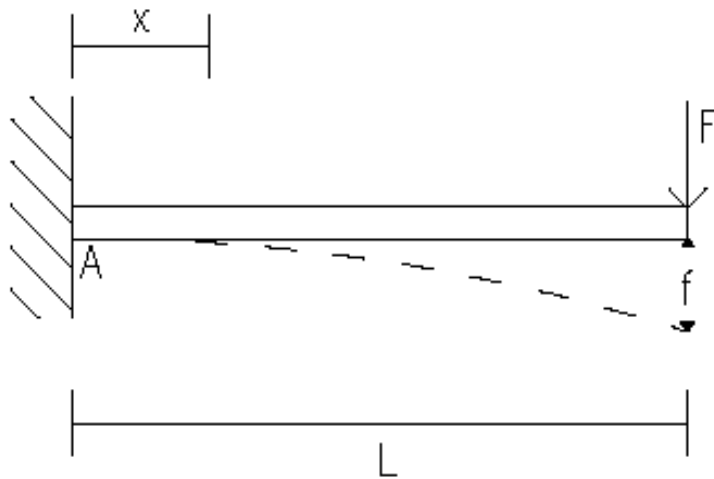
Uloke



$$A = qL$$

$$M_{\max} = -qL^2/2$$

$$f = \frac{1}{8EI} qL^4$$



$$A = F$$

$$M_x = -Fx$$

$$M_{\max} = FL$$

$$f = FL^3/3EI$$

Mitoitusmomentti
Leikkausvoima

10,30 kNm
14,71 kN

Taivutuskestävyys

Momentti	M_{Ed}	10,30 kNm
Poikkileikkauksen vääntövastus	$W_{y,käytetty}$	60880 mm ³
Palkin taivutuskestävyys	$M_{c, RD} = \frac{W_{Y, käytetty} f_y}{\gamma_{M0}}$	10,5 kNm
Taivutuskestävyys	$\frac{M_{Ed}}{M_{c, RD}}$	97,94 %

Leikkauskestävyys


Leikkausvoima	V_{Ed}	14,71 kN
Leikkauspinta-ala	$A_v = A \frac{h}{b + h}$	1515,96 mm ²
Leikkauskestävyys	$V_{pl, Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$	151,18 kN
Käyttöaste	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl, Rd}}$	9,73 %

Taipuma

Pysyvät kuormat käyttörajatilassa	$g = G_{k,1} B + G_{k,2} B$	5,23 kN/m
Muuttuvat kuormat käyttörajatilassa	$q = q_1 B + q_2 B + q_3 B + q_4 B$	3,00 kN/m
Jäyhyysmomentti	$I_{y,käytetty}$	3084800,00 mm ⁴
Hetkellinen taipuma pysyvistä kuormista	$w_{inst, G}$	4,07 mm
Pistekuorman hetkellinen taipuma pistekuormasta	$w_{inst, f}$	0,00 mm
Hetkellinen taipuma muuttuvista kuormista	$w_{inst, Q}$	2,33 mm
Hetkellinen taipuma	$w_{inst} = w_{inst, G} + w_{inst, Q} + w_{inst, f}$	6,402 mm
Taipumaraja	$L / 200$	7,00 mm
	$\geq w_{inst}$	6,40 mm
Käyttöaste		91,45 %

LIITE 9

TOTEUTETTU KOHDE 3: KORJATUN PARVEKERAKENTTEEN
KANTAVUUDEN TARKISTUS VETOTERÄKSILLÄ

	Rakennuskohde:	Työn nro:
	Totetutettu korjauskohde 3	Rakennuslupatunnus:

Vanhan parvekelaatan kantavuuden tarkistus rajatilamenetelmällä

Rakennusvuosi		1956
Kuormitusleveys	B	1 m
Pituus	L	1,2 m
Rakenneluokka		2

Betonin materiaali tiedot

Betoni	K	20
Lujuusarvot ominaisarvo	f_{ck}	14 MPa
Lujuusarvot mitoitusarvo	f_{cd}	9,33 MPa
Vetolujuuden omaisarvo	f_{ctk}	1,47 MPa
Vetolujuuden mitoitusarvo	f_{ctd}	0,983 MPa
Sekanttimoduuli	E_{cm}	22,4 GPa

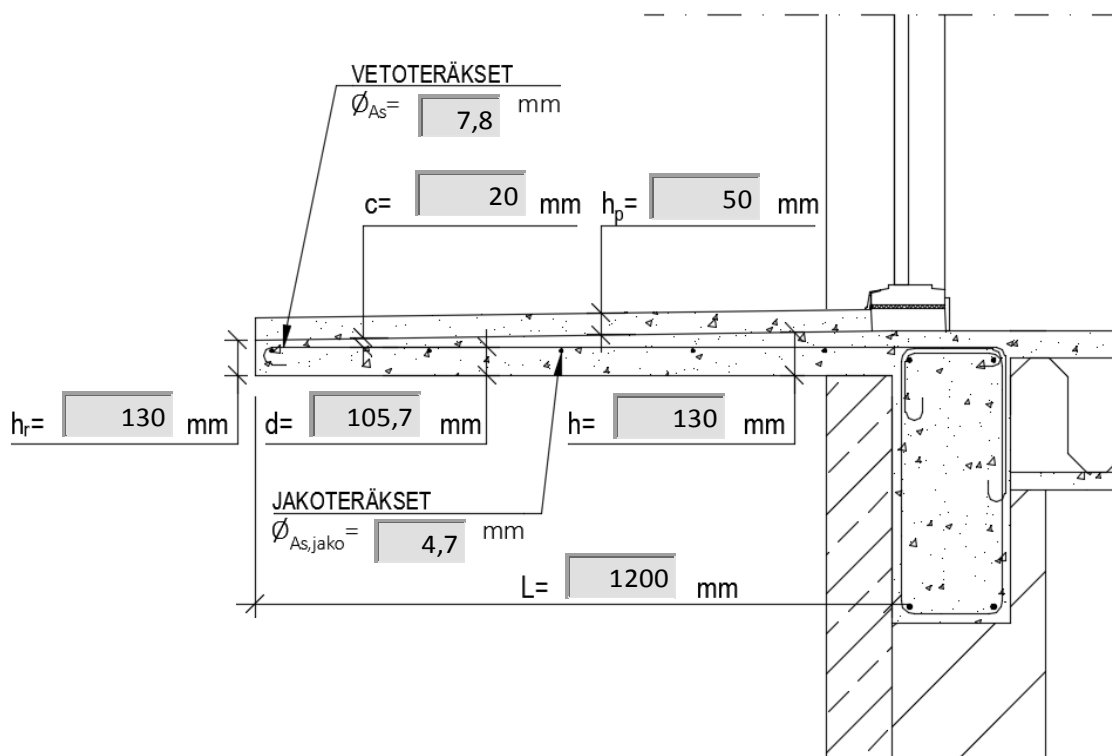
Vanhojen terästen materiaalitiedot

Teräs	St37
Myötölujuuden ominaisarvo	f_{yk} 210 MPa
Materiaalin ominaisvarmuusluku	γ_s 1,2
Myötölujuuden mitoitusarvo	f_{yd} 175 MPa
Teräksen kimmokerroin	E_s 200 GPa

Laatan tiedot

Korkeus	h	130 mm
Korkeus ulkoreunalla	h_r	130 mm
Pintalaatan korkeus	h_p	50 mm
Suojabetonin paksuus	c	20 mm
Pääraudoituksen halkaisija	ϕ_{As}	7,8 mm
Pääraudoituksen k/k jako	k	80 mm
Jakoraudoituksen halkaisija	$\phi_{As,jako}$	4,7 mm
Tehollinen korkeus	$d=h-c-1,1\phi_{As}/2$	105,71 mm

Vanha parvekelaatan periaateleikkaus



Kuormat

Kuorma vaikuttaa	Tyyppi	Luonne	Suuruus
Kyllä	Laatan omapaino $G_{k,1}$		6,125 kN/m ²
Ei	Muu pysyväkuorma $G_{k,2}$		0 kN/m ²
Kyllä	Muuttuvakuorma 1. $Q_{k,1}$	Hyötykuorma	4 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 2. $Q_{k,2}$	Lumikuorma	0 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 3. $Q_{k,3}$		0 kN/m ²

Mitoittava kuormitusyhdistelmä

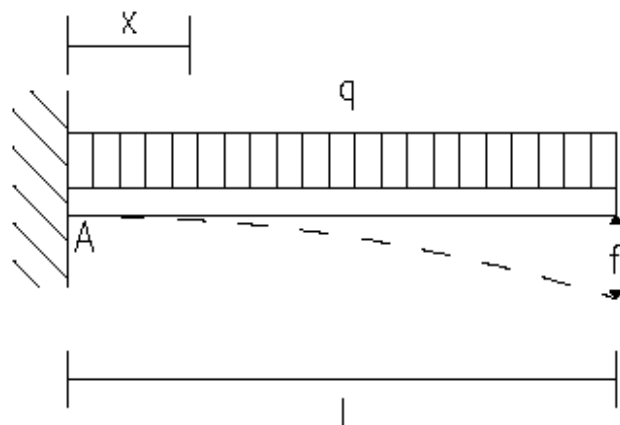
1,2 Gk + 1,6 Qk,1

13,26 kN/m

Kuorma vaikuttaa	Tyyppi	Etäisyys x_0 (m)	Suuruus
Ei	Pistekuorma $F_{d,1}$	0	0 kN
Ei	Pistekuorma $F_{d,2}$	0	0 kN

Staattinen malli

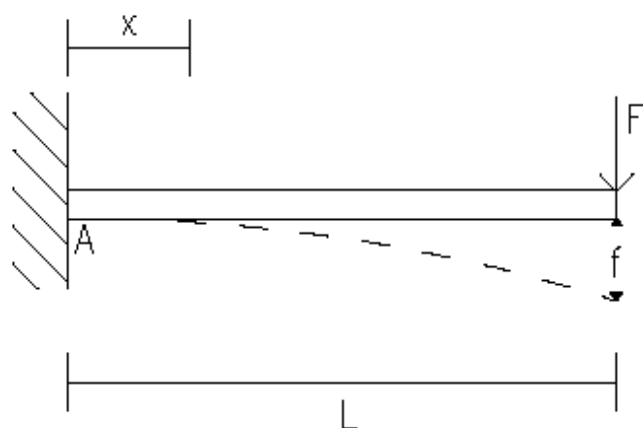
Uloke



$$A = qL$$

$$M_{\max} = -qL^2/2$$

$$f = \frac{1}{8EI}qL^4$$



$$A = F$$

$$M_x = -Fx$$

$$M_{\max} = FL$$

$$f = FL^3/3EI$$

Rasitukset tuella

Mitoitusmomentti	M_{Ed}	9,55 kNm
Leikkausvoima	V_d	15,91 kN

Pääraudoitus


Suhteellinen momentti	$\mu = M_{Ed} / (b d^2 f_{cd})$	0,09
Puristuspinnan suhteellinen korkeus	$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$	0,10
Momenttivarsi	$z = (1 - \beta/2)d$	100,63 mm
Taivutuksen vaatima raudoituksen pinta-ala	$A_{s,req'd} = M_{Ed} / z f_{yd}$	542,16 mm ²
Minimiraudoitus	$A_{s,min} = 0,25 b \cdot d f_{ctk} / f_{yk}$	192,39 mm ²
Vaadittu raudoitus	$A_{s,req}$	542,16 mm ²
Pääraudoituksen halkaisija	ϕ_{As}	7,80 mm
Tarvittava määrä	n	11,35 kpl
Vaadittava raudoituksen minimijako	$k_{vaad} = B/n$	88,13 mm
Vanhan nykyinen raudoituksen jako	k	80,00 mm
Käyttöaste	k/k_{vaad}	90,77 %

Vanhan parvekkeen kantavuus on riittävä

Kommentit

LIITE 10

TOTEUTETTU KOHDE 3: KORJATUN PARVEKERAKENTTEEN
KANTAVUUDEN TARKISTUS RATAKISKOILLA

	Rakennuskohde:	Työn nro:
	Toteutettu kohde 3	
		Rakennuslupatunnus:

Vanhan parvekelaatan kantavuuden tarkistus rajatilamenetelmällä

Rakennusvuosi

Kuormitusleveys

Pituus

Seuraamusluokka

Yhdistelykerroin

Rasitusluokka

B

L

 K_{FI}

1957

0,75 m

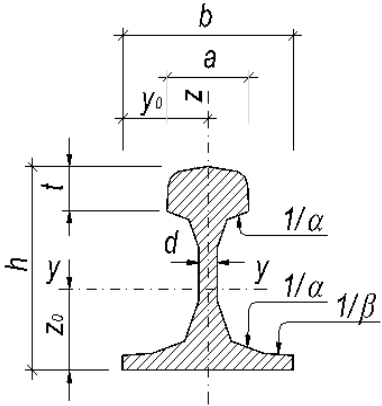
1,2 m

CC2

1

XC4, XF3

Ratakiskon profiili

 <div style="margin-left: 20px;"> $G = A \cdot 7850 \text{ kg/m}^3$ $I = \text{Jäyhyysmomentti (hitausmomentti)}$ $W = \text{Taivutusvastus}$ </div>								
Kisko	Mitat				Poikkileikkausarvot			
	Kiskon		Varren	Hamaran	Poikki-	Paino	Kimmoteoria	
	korkeus	leveys	paksuus	leveys	leikkausala			
	h	b	d	a	A	G	I_y	W_y
	mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³
100	100	88	9	52	28,5	22,3	385,6	76,1
120	120	100	11,5	56	38,2	30,0	734,0	121,1
128	128	110	12	60	42,8	33,6	968,0	146,9
140	140	125	14	70	55,6	43,7	476,1	209,8
159	159	140	16	70	69,3	54,4	346,0	279,2
165	165	150	16	78	76,2	59,8	784,4	327,6

Valittu profiilin korkeus	h= 100
---------------------------	--------

Teräksen materiaalitiedot

	Teräs	Fe37b	
Myötölujuuden ominaisarvo	f_y	220	MPa
Materiaalin ominaisvarmuusluku	γ_{M0}	1,1	
Myötölujuuden mitoitusarvo	f_{yd}	200	MPa
Teräksen kimmokerroin	E_s	200000	MPa
Liukukerroin	G	81000	MPa
Profiilin leveys	b	88	mm
Poikkileikkauksen pinta-ala	A	28,5	cm ²
Varren paksuus	d	9	mm
Varren korkeus	h_w	55	mm
Hamaran leveys	a	52	mm
Hamaran korkeus	t_h	36	mm
Alalaipan paksuus	t_c	9	mm
Käytetyn rataiskun jäyhyysmomentti	$I_{y,käytetty}=0,8I_y$	308,48	cm ⁴
Käytetyn rataiskun taivutusvastus	$W_{y,käytetty}=0,8W_y$	60,88	cm ³

Parvekelaatan betonin ominaisuudet

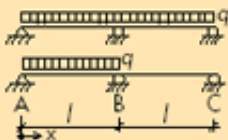
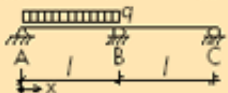
	Betoni	C30/37	
Lieriölujuuden ominaisarvo	f_{ck}	30	MPa
Kuutiölujuuden ominaisarvo	$f_{ck, cube}$	37	MPa
Keskimääräinen puristuslujuus	f_{cm}	38	MPa
Keskimääräinen vetolujuus	f_{ctm}	2,9	MPa
Vetolujuuden omaisarvo	$f_{ctk0,05}$	2	MPa
Vetolujuuden 95% fraktaali	$f_{ctk0,95}$	3	MPa
Sekanttmoduuli	E_{cm}	33	GPa
	α_{cc}	0,85	
Materiaalin ominaisvarmuusluku	γ_c	1,5	
Lieriölujuuden mitoitusarvo	f_{cd}	17	MPa
Vetolujuuden mitoitusarvo	$f_{ctd}=f_{ctk0,05}/\gamma_c$	1,33	MPa

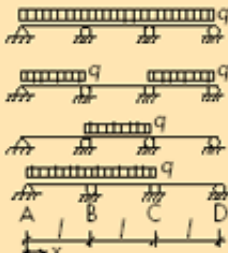
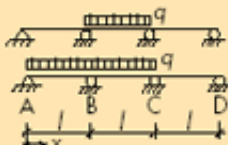

Parvekelaatan tiedot

Uuden laatan korkeus tuki	h	130	mm
Uuden laatan korkeus reuna	h_r	130	mm
Pintalaatan korkeus	h_p	50	mm

Kuormien jakautuminen kiskoille

Rinnakkain olevien kiskojen määrä	n	2	kpl
Omanpainon tukireaktio kerroin	k_g	1	
Hyötykuorman tukireaktio kerroin	k_q	1	

	Momentti			Tukireaktio			Taipuma	
	M_{AB}	M_B	M_{BC}	R_A	R_B	R_C	w	x
	0,070	-0,125	0,070	0,375	1,250	0,375	0,540	0,42
 <td>0,096</td> <td>-0,063</td> <td>-0,025</td> <td>0,438</td> <td>0,625</td> <td>0,063</td> <td>0,920</td> <td>0,47</td>	0,096	-0,063	-0,025	0,438	0,625	0,063	0,920	0,47

	M_{AB}	M_B	M_{BC}	M_C	M_{CD}	R_A	R_B	R_C	R_D	w	x
	0,080	-0,100	0,025	-0,100	0,080	0,400	1,100	1,100	0,400	0,690	0,45
	0,101	-0,050	-0,050	-0,050	0,101	0,450	0,550	0,550	0,450	0,990	0,48
 <td>-0,025</td> <td>-0,050</td> <td>0,075</td> <td>-0,050</td> <td>-0,025</td> <td>-0,050</td> <td>0,550</td> <td>0,550</td> <td>-0,050</td> <td>0,677</td> <td>1,50</td>	-0,025	-0,050	0,075	-0,050	-0,025	-0,050	0,550	0,550	-0,050	0,677	1,50
 <td>-0,072</td> <td>-0,117</td> <td>0,053</td> <td>-0,033</td> <td>-0,017</td> <td>0,383</td> <td>1,200</td> <td>0,450</td> <td>-0,033</td> <td>0,586</td> <td>0,43</td>	-0,072	-0,117	0,053	-0,033	-0,017	0,383	1,200	0,450	-0,033	0,586	0,43

Kuormat

Kyllä	Omapaino $G_{k,1}$		3,25 kN/m ²
Kyllä	Muu pysyväkuorma $G_{k,2}$		1,25 kN/m ²
Kyllä	Muuttuvakuorma 1. $Q_{k,1}$	Hyötykuorma	4 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 2. $Q_{k,2}$	Lumikuorma	0 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 3. $Q_{k,3}$	Tuulikuorma	0 kN/m ²
Ei	Muuttuvakuorma 4. $Q_{k,4}$	Hyötykuorma	0 kN/m ²

Ominaiskuormat kerrottuna tukireaktiokertoimilla

Omapaino $G_{k,1} k_g$	3,25 kN/m ²
Muu pysyväkuorma $G_{k,2} k_g$	1,25 kN/m ²
Muuttuvakuorma 1. $Q_{k,1} k_q$	4 kN/m ²
Muuttuvakuorma 2. $Q_{k,2} k_q$	0 kN/m ²
Muuttuvakuorma 3. $Q_{k,3} k_q$	0 kN/m ²
Muuttuvakuorma 4. $Q_{k,4} k_q$	0 kN/m ²

Mitoittava kuormitusyhdistelmä

1,15KFI ΣG_k + 1,5KFI $Q_{k,1}$

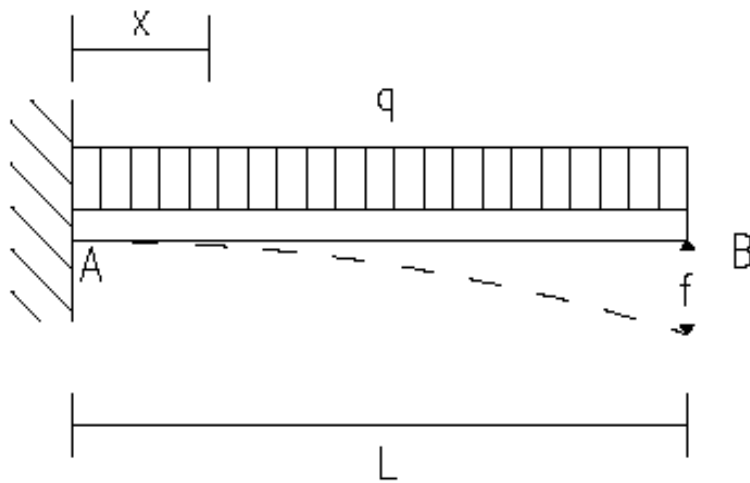
8,38125 kN/m

Etäisyys x_0 (m)

Ei	Pistekuorma $F_{d,1}$	0 m	0 kN
Ei	Pistekuorma $F_{d,2}$	0 m	0 kN

Staattinen malli

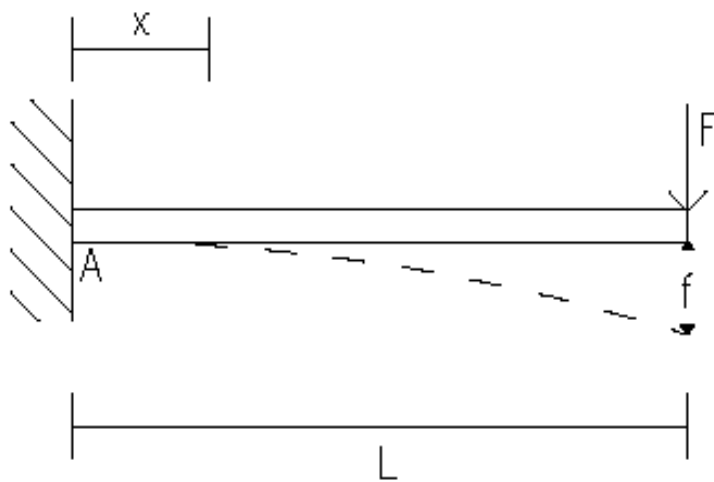
Uloke



$$A = qL$$

$$M_{\max} = -qL^2/2$$

$$f = \frac{1}{8EI} qL^4$$



$$A = F$$

$$M_x = -Fx$$

$$M_{\max} = FL$$

$$f = FL^3/3EI$$

Mitoitusmomentti
Leikkausvoima

6,03 kNm
10,06 kN

Taivutuskestävyys

Momentti	M_{Ed}	6,03 kNm
Poikkileikkauksen vääntövastus	$W_{y,käytetty}$	60880 mm ³
Palkin taivutuskestävyys	$M_{c,RD} = \frac{W_{Y,käytetty} f_y}{\gamma_{M0}}$	12,2 kNm
Taivutuskestävyys	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,RD}}$	49,56 %

Leikkauskestävyys

Leikkausvoima	V_{Ed}	10,06 kN
Leikkauspinta-ala	$A_v = A \frac{h}{b+h}$	1515,96 mm ²
Leikkauskestävyys	$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$	175,05 kN
Käyttöaste	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}}$	5,75 %

Taipuma

Pysyvät kuormat käyttörajatilassa	$g = G_{k,1} B + G_{k,2} B$	3,38 kN/m
Muuttuvat kuormat käyttörajatilassa	$q = q_1 B + q_2 B + q_3 B + q_4 B$	3,00 kN/m
Jäyhyysmomentti	$I_{y,käytetty}$	3084800,00 mm ⁴
Hetkellinen taipuma pysyvistä kuormista	$w_{inst,G}$	1,42 mm
Pistekuorman hetkellinen taipuma pistekuormasta	$w_{inst,f}$	0,00 mm
Hetkellinen taipuma muuttuvista kuormista	$w_{inst,Q}$	1,26 mm
Hetkellinen taipuma	$w_{inst} = w_{inst,G} + w_{inst,Q} + w_{inst,f}$	2,678 mm
Taipumaraja	$L / 200$	6,00 mm
	$\geq w_{inst}$	2,68 mm
Käyttöaste		44,64 %